

**RATAHALLINTOKESKUS**

**RHK • Kunnossapitoyksikkö**

Ratahallintokeskuksen  
julkaisuja

A  
4/2002

## **RAUTATEIDEN MAANVARAISET**

## **PYLVÄSPERUSTUKSET**

### **Lisensiaatintutkimus**

**O**

**Mauri Kulman**

# RAUTATEIDEN MAANVARAISET PYLVÄS PERUSTUKSET

Lisensiaatintutkimus

o Mauri Kulman



**RHK**  
RATAHALLINTOKESKUS  
KAIVOKATU 6, PL 185  
00101 HELSINKI

PUH. (09) 5840 5111  
FAX. (09) 5840 5140  
SÄHKÖPOSTI: [info@rhk.fi](mailto:info@rhk.fi)

ISBN 952-445-068-2  
ISSN 1455-2604

**Kulman, Mauri: Rautateiden maanvaraiset pylväsperustukset, lisensiaatintutkimus.** Ratahallintokeskus, kunnossapitoyksikkö. Helsinki 2002. Ratahallintokeskuksen julkaisu A 4/2002. 176 sivua ja 9 liitettä. ISBN 952-445-068-2, ISSN 1455-2604.

**Avainsanat:** Pylväsperustukset, ratajohtopylväsperustukset

## TIIVISTELMÄ

Suomen rautateillä olevissa pylväsperustuksissa on havaittu siirtymiä ja kiertymiä sekä betonin rapautumista. Perustusten rakentaminen aiheuttaa usein kuormitetun radan painumista perustusten kohdalta. Pylväsperustusten mitoituskäytäntö on hajanainen ja käytössä olevat mitoitusohjeet ovat osittain puutteelliset. Erityyppisten perustusten vertaaminen keskenään nykyisten mitoitusohjeiden perusteella ei ole mahdollista. Perustusten rakentamisesta tai maan kaivu- ja täyttötöistä ei ole olemassa toimivia ohjeita tai työselityksiä.

Tutkimuksen kokonaistavoitteena on ollut selvittää kaikki rautateillä olevat pylväsperustustyypit, luoda mitoituskäytäntö maanvaraisille ja lyhyen yhden paalun perustuksille, selvittää pylväsperustuksille tulevat kuormat sekä ohjata pylväsperustusten suunnittelua, valmistusta ja asennusta tutkimustuloksena syntyvien suunnitteluohjeiden, teknisten toimitusehtojen ja pohjarakennustyöselityksen avulla.

Rautateillä on useita pylvästyyppejä, joiden käyttötarkoitukset poikkeavat toisistaan. Tässä tutkimuksessa selvitettiin kaikki Suomessa käytössä olevat perustustyypit. Selvityksen pohjalta on valittu käyttökelpoiset ja käytöstä poistuvat perustukset. Tutkimuksessa on esitetty myös vaihtoehtoisia perustustyyppejä Suomessa käytössä oleville perustuksille. Tällaisia ovat lyhyt yhden tai kahden porapaalun perustus, ruuvi-paaluperustus sekä lyöntipaaluperustus.

Tutkimuksessa on esitetty anturallisten ja anturattomien perustusten sekä yhden ja kahden paalun perustusten mitoittaminen nykyisiä pohjarakennusohjeita soveltaen sekä kaikki perustuksille tulevat kuormat ja niiden yhdistely. Mitoitusmenetelmät sekä mitoituksessa käytettävät raja-arvot mahdollistavat erityyppisten perustusten keskinäisen vertailun. Tämä helpottaa uusien perustustyypien käyttökelpoisuuden arviointia.

Pohjarakennusohjeiden mukaisten laskentamenetelmien antamien tulosten oikeellisuutta on tutkittu FE-mallien ja tutkimuksen yhteydessä tehtyjen täysmittakaavaisten koe-kuormitusten avulla. FE-menetelmällä on laskettu anturallisten ja anturattomien luiskassa ja tasamaalla olevien perustusten kiertymiä ja siirtymiä sekä tutkittu maassa tapahtuvia jännitysjakautumia. Koekuormitustulosten avulla on selvitetty erityyppisten perustusten myötö- ja murtomomentin suuruus sekä niitä vastaavat kiertymät sekä perustuksen muodon, pohjasuhteiden ja luiskan kaltevuuden vaikutus perustuksen käyttäytymiseen. Koekuormitustulokset on esitetty erillisessä koekuormitusraportissa.

Suunnittelemattomasti tehdyt kaivu- ja tiivistystyöt saattavat aiheuttaa penkereen löyhtymistä kaivantoon päin ja radan painumista junakuorman vaikutuksesta. Tässä tutkimuksessa on esitetty peruskaivannon rakennusmenetelmät sekä rakentamisessa noudatettavat raja-arvot. Tutkimuksessa on myös esitetty kaivannon täytössä käytettävälle maa-ainekselle asetettavat laatuvaatimukset sekä täytön tiivistysmenetelmät. Tiiviiden varmistamiseksi on esitetty laadunvalvontamenetelmiä.

Ratajohtopylväät voidaan kiinnittää perustukseen säädettävällä tai kiinteällä kiinnityksellä. Säädetävän liitoksen yleistymisen esteenä on ollut käyttökelpoisten mitoitus- ja suunnitteluohjeiden puute. Tutkimuksessa on esitetty kiinteän ja säädettävän liitoksen toimintaperiaatteet sekä säädettävän liitoksen mitoitusperiaatteet. Yhtenäisten suunnitteluperusteiden olemassaolo mahdollistaa liitostyyppin yleistymisen ja varmistaa mitoitusmenetelmien yhdenmukaisuuden.

Tämän tutkimuksen perusteella on tehty Suunnitteluohje, Tekniset toimitusehdot sekä Rautatien maarakennustöiden yleinen työselitys ja laatuvaatimukset, osa 9 Pylväsperustukset. Suunnitteluohjeissa on esitetty geotekninen ja rakenteellinen mitoitus maanvaraisille ja lyhyen yhden paalun perustuksille. Teknisissä toimitusehdoissa on esitetty rakenteen mitoitusta, materiaalia, valmistusta, laatua sekä perustuselementtien varastointia koskevat vaatimukset ja ohjeet. Yleisessä pohjarakennustyöselityksessä on esitetty maarakennustöihin liittyvät ohjeet ja määräykset.

Ohjeiden perusteella pylväsperustusten suunnittelu, valmistus, asentaminen ja rakentaminen tehdään halutulla tavalla. Ohjeet julkaistaan erillisinä tämän tutkimuksen ulkopuolella. Tässä tutkimuksessa ei ole esitetty kaikkia ohjeisiin sisältyviä asioita. Ohjeet on kuitenkin kirjoitettu tämän tutkimuksen aikana, joten kaikki ohjeissa käsitellyt asiat ovat olleet tiedossa tutkimusta tehtäessä.



**Kulman, Mauri: Shallow Pier Foundations of Railway Electricity Piers, Licentiate Examination.** Finnish Rail Administration, Maintenance Department. Helsinki 2002. Publications of the Finnish Rail Administration A 4/2002. 176 pages and 9 appendices. ISBN 952-445-068-2, ISSN 1455-2604.

**Key words:** Mast foundation, foundation for power mast, transmission line tower foundation, foundation for electrification of railway

## SUMMARY

It has been found that power mast foundations of the Finnish railways show lateral movements and rotations. Also weathering of the concrete have been noticed. Construction of foundations causes settlements of loaded track at foundation. The dimensioning practice for power mast foundations is disconnected and the dimensioning instructions currently in use are partly imperfect. Comparison between the different foundation types is not possible by means of the present dimensioning instructions. There are no useful instructions for foundation construction and earth works.

The main goal of the research has been to examine all foundation types of power mast, to create a dimensioning practice for shallow and short one-pile foundations, to clarify the loads acting to the foundation, and to guide design, construction and installation of foundations by the help of the design instructions, technical delivery terms and foundation construction explanation obtained from the research results.

On the railways there are several types of power mast which are used for different purposes. In this research all of the foundation types currently in use in Finland have been examined. Based on the examination useable foundations and foundations to be rejected have been selected. The research also includes a proposal for alternative foundation types for those foundations currently in use in Finland. Such alternatives are the short foundation of one or two drilled piles, screwed pile foundation and driven pile foundation.

The research presents how dimensioning for foundations with footing and without footing as well as foundations with one or two piles are done by applying the current Code of Practice Foundation Engineering. A presentation of all loads coming to the foundation and their combinations is included. The dimensioning methods and limiting values used in the dimensioning enable a comparison between different foundation types. This facilitates the adaptability estimation of new foundation types.

The correctness of the results using the calculation methods according to the Code of Practice Foundation Engineering have been examined by means of the FE-models and full-scale test loadings executed during the examination. By the FE-method lateral movements and rotations of foundations with or without footing in slopping and flat land have been calculated and distribution of stresses in the ground has been evaluated. Based on the test loading results the yield and ultimate moment value of different foundation types and the equivalent rotations has been clarified, and how the foundation shape, base relations and slope declination affects the foundation's behaviour. The test loading results are presented in a test loading report.

Earth works without preplanning may cause the embankment to loosen towards the excavation and the track to settle under the trainload. This research represents the construction methods of excavation and the required limit values during construction. The research further includes the quality requirements for the fill material of the excavation and the compaction methods of the fill. To ensure the required density several quality control methods are presented.

The power mast can be fastened to the foundation with adjustable or fixed couplings. The general use of the adjustable joint has been prevented by the lack of useful dimensioning and design instructions. The research introduces the functioning principles of the fixed and adjustable joints and the dimensioning principles of the adjustable joint. Through uniform design bases the joint type can be generally used and the conformity of the dimensioning methods ensured.

Based on this research Design Instructions, Technical Delivery Terms and General Foundation Construction Explanation and Quality Requirements of the Railways: Chapter 9, Mast Foundations have been drawn up. In the Design Instructions geotechnical and structural dimensioning for shallow and short one-pile foundations has been explained. The Technical Delivery Terms include requirements and instructions for structural dimensioning, materials, constructing, quality and storage of foundation elements. The Code of Practice Foundation Engineering include instructions and provisions for earth works.

By means of these instructions the design, manufacture, installation and construction of mast foundations is done as desired. The instructions will be published separately from this research. This research doesn't include all the subjects included in the instructions. The instructions have, nevertheless, been composed during this research, thus all subjects included in the instructions have been known when making the research.

## ESIPUHE

Tässä tutkimuksessa on esitetty Suomen rautateillä käytössä olevat pylväasperustukset sekä niiden nykyinen ja suositeltava mitoitus- ja rakentamiskäytäntö. Tutkimuksen perusteella on laadittu suunnittelua ja rakentamista ohjaava suunnitteluohje, tekniset toimitusehdot sekä yleinen pohjarakennustyöselitys ja laatuvaatimukset. Tutkimuksen on tehnyt Mauri Kulman Tampereen teknillisen korkeakoulun (TTKK) pohja- ja maa-rakenteiden laboratoriossa professori Jorma Hartikaisen johdolla ja työn on tarkastanut tekniikan lisensiaatti Juha Heinonen Oy VR-Rata Ab:stä.

Tutkimuksen etenemistä valvoi johtoryhmä, johon kuuluivat Pasi Leimi ja Juha Sjöblom Ratahallintokeskuksesta, Harri Holmberg ja Seppo Jaatinen Oy VR-Rata Ab:stä sekä Mikko Törmä Sähköradat Oy:stä.

Helsingissä, toukokuussa 2002

Ratahallintokeskus  
Kunnossapitoyksikkö



## KÄYTETYT MERKINNÄT JA LYHENTEET

$A_t$	tehokkaan alueen pinta-ala
$B$	anturan leveys
$B_t$	tehokkaan alan pienempi sivumitta
$E_s$	maan muodonmuutosmoduuli
$E_d$	maan avoimen tilan kimmomoduuli
$D$	perustussyvyys
$D_a$	perustussyvyys (antura)
$D_p$	perustussyvyys (pilariosa)
$G$	omapaino
$G$	leikkausmoduuli (muodonmuutoksia laskettaessa)
$H$	vaakakuorma
$H_d$	vaakakuorman laskenta-arvo
$I_m$	muotokerroin
$K_o$	lepopainekerroin
$K_p$	Rankinen passiivipainekerroin
$L$	anturan pituus
$L_t$	tehokkaan alan suurempi sivumitta
$M$	taivutusmomentti
$M_d$	taivutusmomentin laskenta-arvo
$M_y$	myötömomentti
$M_y^a$	myötömomentti (antura)
$M_y^p$	myötömomentti (pilari)
$M_u$	murtomomentti
$M_u^a$	murtomomentti (antura)
$M_u^p$	murtomomentti (pilari)
$N_B, N_D$ ja $N_c$	kantavuuskertoimia
$P_y^1, P_y^2, P_y^3$	sivuvastus
$V$	pystykuorma
$V_d$	pystykuorman laskenta-arvo
$b$	pilariosan leveys
$c$	koheesion ominaisarvo
$c_d$	koheesion laskenta-arvo
$e$	kuormapisteen etäisyys tarkastelupisteestä, epäkeskisyyys
$g$	kantokyvyn korjauskerroin
$g_i$	pysyvä kuorma
$i_B, i_D$ , ja $i_c$	kuormitusresultantin kaltevuuden vaikutuskertoimia
$k_s$	alustaluku
$l$	pilariosan pituus
$n_h$	alustalukukerroin
$p_u$	murtoa vastaava sivupaine
$p_y$	myötöä vastaava sivupaine
$p_y^1$	perustussyvyydessä vallitseva myötöä vastaava sivupaine
$q$	deviatorinen jännitys
$q_i$	muuttuva kuorma
$q_u$	tehokkaan alan kantokyky ennen murtoa
$q_y$	tehokkaan alan kantokyky ennen myötöä

$s_B, s_D$ ja $s_c$	anturan muodon vaikutuskertoimia
$t$	anturan paksuus
$z$	etäisyys maanpinnalta
$z_r$	kiertokeskiön etäisyys maan pinnalta
$\Delta$	perustuksen sivusiirtymä maanpinnan tasossa
$\theta$	perustuksen kiertymä
$\alpha$	luiskakerroin
$\beta$	luiskan kaltevuus
$\beta_a$	luiskan kaltevuus (antura)
$\beta_p$	luiskan kaltevuus (pilari)
$\omega$	sivupaineen jakautumiskerroin
$\phi$	kitkakulman ominaisarvo
$\phi_d$	kitkakulman laskenta-arvo
$\psi$	dilataatiokulma
$\gamma_\phi$	kitkan osavarmuusluku
$\gamma'$	maan tehokas tilavuuspaino
$\gamma_i$	osavarmuusluku
$\gamma'_1$	perustamistason yläpuolisen maan tehokas tilavuuspaino
$\gamma'_2$	perustamistason alapuolisen maan tehokas tilavuuspaino
$\varepsilon_l$	elastinen ja plastinen muodonmuutos
$\varepsilon_v$	tilavuudenmuutos
$\varepsilon_s$	leikkausmuodonmuutos
$\nu$	poissonin vakio
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	pääjännitykset
$\sigma_n$	leikkauspinnalla vaikuttava normaalijännitys
$\tau_f$	murtopinnan leikkauslujuus
$\chi_a$	anturaosan kiertojäykkyys
$\chi_p$	pilariosan kiertojäykkyys



## SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ.....	3
SUMMARY .....	5
ESIPUHE.....	7
1. JOHDANTO .....	13
1.1 Tausta .....	13
1.2 Tavoitteet.....	14
1.3 Tutkimuksen rajaus .....	15
1.4 Tutkimusmenetelmät.....	16
2 PYLVÄSPERUSTUKSET .....	17
2.1 Rakentaminen.....	17
2.2 Ongelmat.....	19
2.3 Pylväasperustusten ryhmittely .....	22
2.3.1 Ratajohtoperustukset .....	23
2.3.2 Opastimien perustukset.....	30
2.3.3 Valoheitinmastojen perustukset.....	32
3. PERUSTUSTEN KUORMITUS .....	33
3.1 Kuormien määrittäminen.....	33
3.2 Omapaino .....	35
3.3 Johdinten kuormat.....	36
3.3.1 Köysivoimat ja johdinten kiristys.....	36
3.3.2 Jääkuorma.....	38
3.3.3 Tuulikuorma .....	39
3.3.4 Lämpötilakuorma.....	40
3.3.5 Asennuskuorma .....	40
3.3.6 Johtimen katkeamisesta aiheutuva kuorma .....	40
3.3.7 Muut kuormat .....	40
3.4 Kannatusrakenteiden ja varusteiden tuulikuorma .....	41
3.5 Kuormitusten laskentakäytäntö.....	42
3.5.1 Mitoitustaulukko.....	43
3.5.2 Mitoitusohjelma.....	44
4. KUORMIEN YHDISTELY JA VARMUUS .....	45
4.1 Kuormien yhdistely ja varmuus SSR:n mukaan .....	45
4.2 Kuormien yhdistely ja varmuus nykyisten ohjeiden mukaan .....	46
4.2.1 Geotekninen kantavuus.....	46
4.2.2 Rajatilamenetelmä .....	47
4.2.3 Sallittujen jännitysten menetelmä ja kokonaisvarmuuslukumenetelmä.....	49
4.3 Suositeltava kuormien yhdistely- ja varmuusmenettely .....	49
5. PERUSTUKSEN MITOITUS SSR:N MUKAAN .....	51
5.1 Laskentateoria .....	51
5.1.1 Anturaosan momenttikapasiteetti .....	53
5.1.2 Pilariosan momenttikapasiteetti.....	55
5.1.3 Luiskan vaikutus.....	56
5.1.4 Varmuuskertoimen .....	57
5.2 Menetelmän toimivuus.....	58

6.	NYKYISTEN POHJARAKENNUS- JA PAALUTUSOHJEIDEN MUKAINEN MITOITUSMENETELMÄ.....	59
6.1	Anturaton pilarimainen pylväasperustus.....	59
6.1.1	Perustuksen toiminta .....	59
6.1.2	Perustuksen momenttikapasiteetti .....	63
6.1.3	Perustuksen kiertymät ja siirtymät .....	70
6.2	Anturallinen perustus .....	78
6.2.1	Yleistä.....	78
6.2.2	Perustuksen momenttikapasiteetti .....	78
6.2.3	Perustuksen kiertymät ja siirtymät .....	88
7.	MAANVARAISTEN RATAJOHTOPYLVÄSPERUSTUSTEN VAAKAKAPASITEETIN ANALYSOINTI ELEMENTTIMENETELMÄLLÄ ....	93
7.1	Yleistä .....	93
7.2	Mallinnus .....	94
7.2.1	Käytetty ohjelmisto .....	94
7.2.2	Käytetyt elementit.....	94
7.2.3	Käytetyt elementtiverkot .....	95
7.2.4	Käytetty materiaalmalli ja maaparametrit .....	96
7.3	Tulokset.....	99
7.3.1	Jännitysjakautuma ja muodonmuutokset.....	99
7.3.2	Siirtymät ja kiertymät .....	99
7.4	Tulosten vertailu.....	103
8.	KOEKUORMITUSTULOSTEN JA LASKENTATULOSTEN VERTAILU .....	104
8.1	Yleistä .....	104
8.2	Anturattoman perustuksen mitoitusesimerkki.....	105
8.2.1	Lähtötiedot.....	105
8.2.2	Myötömomentti .....	106
8.2.3	Murtomomentti.....	108
8.2.4	Kiertymät ja kiertojäykkyys .....	108
8.3	Anturallisen perustuksen mitoitusesimerkki .....	110
8.3.1	Lähtötiedot.....	110
8.3.2	Myötömomentti .....	111
8.3.3	Murtomomentti.....	114
8.3.4	Kiertymät ja kiertojäykkyys .....	115
8.4	Tulosten vertailu.....	117
8.4.1	Momenttikapasiteetti .....	117
8.4.2	Perustuksen siirtymät ja kiertymät .....	121
8.4.3	Kiertokeskiön sijainti.....	130
9.	VAIHTOEHTOISET PYLVÄSPERUSTUKSET .....	132
9.1	Yleistä .....	132
9.2	Porapaaluperustus .....	132
9.2.1	Perustustyytit .....	132
9.2.2	Paalujen asennus.....	134
9.2.3	Porapaaluperustusten ja asennusmenetelmien käyttökelpoisuus.....	137
9.3	Ruuvipaaluperustus .....	138
9.3.1	Perustustyytit .....	138
9.3.2	Paalujen asennus.....	139
9.3.3	Ruuvipaaluperustusten ja asennusmenetelmien käyttökelpoisuus .....	140



9.4	Teräslyöntipaaluperustus.....	140
9.4.1	Perustustyytit .....	140
9.4.2	Paalujen asennus.....	141
9.4.3	Teräslyöntipaaluperustusten ja asennusmenetelmien käyttökelpoisuus.....	142
9.5	Teräsputkipaalujen materiaalivaatimukset.....	143
9.6	Teräsputkipaalujen korroosiosuojaus.....	143
9.7	Teräsputkipaaluperustusten suunnittelu .....	145
10.	POHJARAKENNUS .....	146
10.1	Yleistä .....	146
10.2	Pohjarakennus nykyisten ohjeiden mukaan .....	147
10.2.1	Kaivutyö .....	147
10.2.2	Perustusten sallitut sijaintipoikkeamat .....	150
10.2.3	Täyttötöyt.....	151
10.2.4	Tiiviyden valvonta.....	154
10.3	Pohjarakennus RMYTL:n osan 9 mukaan .....	154
10.3.1	Yleistä.....	154
10.3.2	Kaivutyöt .....	154
10.3.3	Perustusten sallitut sijaintipoikkeamat .....	155
10.3.4	Täyttötöyt.....	156
10.3.5	Tiiviyden valvonta.....	157
11	PERUSTUKSEN JA PYLVÄÄN VÄLINEN LIITOS.....	159
11.1	Yleistä .....	159
11.2	Kiinteä kiinnitys.....	159
11.3	Säädettävä kiinnitys .....	159
11.3.1	Mitoitus.....	160
11.3.2	Mitoitus esimerkki.....	166
11.4	Yhteenveto .....	168
12	YHTEENVETO .....	170
	LÄHDELUETTELO .....	173

## LIITTEET

- Liite 1 Portaalilaskentaohjelman RPPM tulostusesimerkki
- Liite 2 Koekuormitettujen perustusten tyyppipiirustukset
- Liite 3 Rautateillä käytössä olevien pylväasperustusten tyyppipiirustukset
- Liite 4 Esimerkkilaskennassa käytettyjen perustusten sijoitus ratapenkereeseen
- Liite 5 Koekuormitettujen perustusten mittatiedot, koekuormitustulokset sekä laskentatulokset
- Liite 6 Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan päin kuormitusta anturattomasta perustuksesta 181/29 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö
- Liite 7 Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot tasaiselle maalle mallinnetusta anturattomasta perustuksesta 181/29 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö
- Liite 8 Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan- ja rataan päin kuormitetusta anturallisesta perustuksesta 181/34 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö
- Liite 9 Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan ja rataan päin kuormitetusta anturattomasta perustuksesta 700/9 rataosuudella Tuomioja-Raah

# 1. JOHDANTO

## 1.1 Tausta

Nykyisissä rautateiden maanvaraisissa pylväasperustuksissa on havaittu siirtymiä ja kiertymiä sekä betonin rapautumista. Siirtymiä ja kiertymiä on havaittu eniten anturattomissa perustuksissa. Perustusten rapautumisen syynä on useimmiten ollut betonin heikko laatu, joka on johtunut suhteituksessa tai betonoinnissa tehdyistä työvirheistä. Perustuksen tekeminen ja etenkin radan läheisyydessä tehdyt kaivu- ja täyttötöyt ovat aiheuttaneet radan painumia.

Perustusten suunnittelu tehdään julkaisun Sähköistyksen kiinteiden laitteiden suunnittelu ja rakentaminen SSR /31/ mukaan. Julkaisussa perustusten suunnittelua ja rakentamista koskevat asiat ovat hajallaan ja ne liittyvät useaan eri kokonaisuuteen. Ohjetta on päivitetty viimeksi vuonna 1996. Vanhimmat osat ovat vuodelta 1976. Ohjeen päivitys on tehty lisäämällä siihen uusi osa vanhojen ohjeiden lisäksi. Päivitysosat ja vanhat osat ovat täten osittain päällekkäisiä. SSR on vaikeaselkoinen, joten osa siinä esitetyistä vaatimuksista ja ohjeista voi jäädä huomioon ottamatta. Yhtenäisten suunnitteluohjeiden puute vaikeuttaa suunnittelua ja huonontaa lopputulosta.

Rautateilla on runsaasti erilaisia rakenteita. Ne valmistetaan suunnitelmien ja olemassa olevien ohjeiden mukaan. Tyypillisimmistä rakenteista on laadittu tekniset toimitusehdot, joissa määritellään mitoitus, materiaalia, valmistusta, laatua sekä varastointia ja kuljetusta koskevat vaatimukset ja ohjeet. Tekniset toimitusehdot mahdollistavat suunnittelun ja rakentamisen yksiselitteisen määrittämisen. Näin ne myös helpottavat rakenteiden valmistuksen kilpailuttamista. Pylväasperustuksista ei ole teknisiä toimitusehtoja ja siksi myös niiden valmistuksen tarkoituksenmukainen kilpailuttaminen on vaikeaa.

Pylväasperustusten maanrakennustöihin ei ole olemassa toimivia ohjeita tai työselityksiä. SSR:ssä on esitetty joitain perustamis- ja rakentamisohjeita. SSR:n ohjeet ovat kuitenkin yleispiirteisiä, osittain vanhentuneita ja päällekkäisiä, joten ne eivät sellaisenaan kelpaa käytettäväksi pohjarakennustyöselitykseksi. Työmaan maanrakennusmenetelmät vaihtelevat tapauskohtaisesti valvojan ja urakoitsijan mukaan. Pylväasperustuksien määrä on yleensä niin suuri, että erillisten pohjarakennustyöselitysten laatiminen jokaiselle perustukselle ei ole tarkoituksenmukaista. Yleisen pohjarakennustyöselityksen pitäisi olla sellainen, että se soveltuisi käytettäväksi työmaalla yleisimmissä olosuhteissa.

Rautateiden sähköistyspylväiden vaihtoehtoisena perustustyyppinä on viime aikoina esitetty kaksoisputkiperustus sekä porapaaluperustus. Kaksoisputkiperustusta on käsitelty Malin diplomityössä: Rautateiden sähköistyspylvään kaksoisputkiperustus /24/. Yhden paalun porapaaluperustusta on käytetty Norjassa ja Ruotsissa. Paaluperustuksen etuna on sen helppo asennettavuus ja vähäiset kaivu- ja täyttötöyt, mikä vähentää perustustöistä aiheutuvaa radan painumista. Kaksoisputkiperustuksen ja porapaaluperustuksen vertaaminen perinteisiin maanvaraisiin perustuksiin ei ole mahdollista olemassa olevien ohjeiden mukaan. Ohjeet on tarkoitettu anturallisten tai anturattomien maanvaraisten perustusten suunnitteluun. Maanvaraisperustukset



mitoitetaan sallitun pohjapaineen perusteella ja paaluperustukset mitoitetaan lähinnä paalun siirtymän ja kiertymän perusteella.

## **1.2 Tavoitteet**

Tutkimuksen kokonaistavoitteena on ohjata pylväsperustusten suunnittelua, valmistusta ja asennusta tutkimuksen tuloksena syntyvien suunnitteluohjeiden, teknisten toimitusehtojen ja pohjarakennustyöselityksen avulla.

### **Suunnitteluohjeet**

Suunnitteluohjeissa esitetään geotekninen mitoitus maanvaraisille ja lyhyen paalun perustuksille. Mitoituksessa käytettävät raja-arvot määritellään erityyppisille perustuksille siten, että perustustyypejä voidaan verrata keskenään. Pylväsperustuksille tulevat kuormat esitetään siten, että perustusten geotekninen ja rakenteellinen mitoitus voidaan tehdä johdonmukaisesti. Tämä on olennaisen tärkeää varsinkin, kun verrataan erityyppisten perustusten käyttökelpoisuutta keskenään.

Tutkimuksen tuloksena laaditaan yhtenäinen suunnitteluohje, jossa määritellään kaikki suunnittelussa huomioon otettavat asiat siten, että suunnittelu voidaan tehdä yksiselitteisesti. Julkaisuun sisällytetään soveltuvien osien lisäksi myös kaikki SSR:ssä olevat ohjeet ja määräykset. Suunnitteluohje kootaan yhtenäiseksi ohjeeksi, jota voidaan käyttää kaikenlaisien perustusten suunnitteluissa.

### **Pohjarakennustyöselitys**

Pohjarakennustyöselityksessä esitetään maanrakennustöihin liittyvät ohjeet ja määräykset. Siihen sisällytetään soveltuvien osien lisäksi nykyiset Ratahallintokeskuksen (RHK) ohjeet sekä muut voimassa olevat pohjarakennusohjeet. Pohjarakennustyöselitys palvelee ensisijaisesti rakennuttajia sekä urakoitsijoita.

## **Tekniset toimitusehdot**

Tutkimuksen tavoitteena on selvittää kaikki pylväasperustustyypit. Perustustyyppien määrä pyritään minimoimaan noin 15 kappaleeseen yhdenmukaistamalla olemassa olevia teknisiä toimitusehtoja. Perustusten muoto ja kiinnityselimet pyritään yhtenäistämään siten, että yksi perustustyyppi soveltuisi mahdollisimman monelle pylvästyypille.

Teknisissä toimitusehdoissa esitetään rakenteen mitoitus, materiaalia, valmistusta, laatua sekä varastointia ja kuljetusta koskevat vaatimukset ja ohjeet. Toimitusehdot tehdään voimassa olevien määräysten mukaan. Tekniset toimitusehdot palvelevat ensisijaisesti rakenteen valmistukseen liittyvien kysymysten ratkaisussa.

### **1.3 Tutkimuksen raja**

Tutkimus käsittelee pääasiallisesti maanvaraisia elementtirakenteisia pylväasperustuksia. Tutkimuskohteena ovat kaikki ratajohtopylväiden, opastinten ja valoheitinmastojen perustukset. Yksittäisten opastinpylväiden perustusten tutkimustarve määritellään erikseen tutkimuksen aikana.

Lyhyen yhden paalun tai pilarin perustuksen rakenteellinen mitoitus ei sisälly tutkimukseen. Näitä perustuksia käsitellään maanvaraisten perustusten vaihtoehtoisena perustustapana. Niiden geotekniset mitoitusperiaatteet ovat samat kuin perinteisillä anturattomilla pilariperustuksilla, joten tutkimuksessa esitetään maanvaraisten perustusten mitoitusperiaatteiden lisäksi myös vaihtoehtoisten paalu- tai pilari-perustusten mitoitusperiaatteet.

Tutkittavien perustusten rakenteellinen mitoitus tehdään voimassa olevien ohjeiden ja suositusten perusteella. Rakenteiden materiaaliominaisuuksia ei tutkita erikseen. Esitettävän geoteknisen mitoituksen oikeellisuus tarkistetaan koekuormitusten avulla. Tutkimukseen kuuluu sellaisten uusien perustusten tutkiminen ja mitoitus, joilla korvataan jokin aiemmin käytössä ollut ja tutkimukseen sisällytettävä perustustyyppi. Tutkimuksen aikana esille tulleet uudet perustustyypit sekä kantavaan kerrokseen tukeutuvat paaluperustukset käsitellään vaihtoehtoisina perustustyyppinä. Näiden perustusten rakenteellinen tai geotekninen mitoitus eivät sisälly tutkimukseen.

Ajolanka siirtyy eniten pylväiden välillä. Ajolangan sijaintipoikkeaman maksimiin vaikuttaa osaltaan myös ajolangan värähtely. Perustuksen jäykkyyden ja erityisesti vaimennuksen voidaan yleensä olettaa olevan suurempi kuin pylvään jäykkyys ja vaimennus. Perustuksen värähtelyn vaikutus ajolangan värähtelyyn voidaan olettaa olevan merkityksettömän pieni, joten sitä ei tutkita erikseen tässä yhteydessä.

Junan aiheuttaman paineaallon sekä ratapenkereen värähtelyn vaikutusta pylväasperustuksiin ei tarkalleen tiedetä. Suomessa uudet ratapenkereet perustetaan siten, että värähtelyn vaikutus pylväasperustuksiin jäänee verrattain vähäiseksi. Perustuksille tulevat kuormat määritellään tutkimuksessa olemassa olevien suureiden ja taulukoiden perusteella. Ratapenkereen värähtelyn aiheuttamien lisäkuormien suuruutta ei tutkita erikseen. Tutkimuksen yhteydessä selvitetään kuitenkin, voidaanko tehtyjen värähtelymittausten perusteella saada selville värähtelyn vaikutusta perustusten mitoitukseen.

## 1.4 Tutkimusmenetelmät

Pylväasperustusten nykyinen suunnittelukäytäntö ja käytettävät perustustyyppit selvitetään tutkimalla voimassaolevat ohjeet ja arkistot sekä haastatteleamalla suunnittelijoita. Selvityksessä käytetään hyväksi myös aiemmin tehtyjä tutkimuksia.

Laskentaan soveltuvat käsinlaskentamenetelmät selvitetään alan lähdeaineiden sekä geotekniikan laboratoriossa aikaisemmin tehtyjen tutkimusten perusteella. Lisäksi perustusten siirtymä- ja kiertymäsuureita sekä jännitysten jakautumista tutkitaan FEM-ohjelmalla, joka ottaa huomioon maan epälineaarisen käyttäytymisen. Perustusten todellinen käyttäytyminen kuormitettaessa pyritään selvittämään maastossa tehtävien koekuormitusten avulla. Käsinlaskennalla ja FEM-ohjelmalla saatuja tuloksia verrataan koekuormitustuloksiin. Vertailun perusteella määritellään eri menetelmien soveltuvuus pylväasperustusten mitoittamiseen.

Tutkimuksen tuloksena syntyvät suunnitteluohje, tekniset toimitusehdot ja pohjarakennustyöselitys, joissa määritellään kaikki suunnittelussa huomioon otettavat asiat. Eri osa-alueiden määräykset esitetään siten, että suunnittelu voidaan tehdä tarkoituksenmukaisesti. Tutkimuksen tarkistus tehdään johtoryhmän kokouksissa tai muussa tilaajan määräämässä asiantuntijaelimessä.



## 2 PYLVÄSPERUSTUKSET

### 2.1 Rakentaminen

#### Tausta

Pylväasperustukset on aiemmin tehty paikallavalutekniikalla. Perustusten betonilaatu vaihteli merkittävästi, koska betonin valmistusta ja betonointia oli vaikea valvoa työmaaolosuhteissa. Anturoita valmistettiin myös talvella, jolloin betonin jäätyminen saattoi heikentää betonin laatua. 1970-luvulla alettiin käyttää elementtiperustuksia, koska niiden laadun todettiin olevan työmaaolosuhteissa valmistettuja perustuksia parempi. Elementtien käyttöönotto vähensi rakennusaikaa siten, että perustusten rakentaminen saatettiin tehdä työrajojen tai katkojen aikana.

Anturattomia perustuksia varten kaivettiin kahmarikauhalla pystysuora kaivanto, jonka yläosa tuettiin noin metrin korkeudelta kaivulevyillä. Kaivannon alaosa tehtiin tukemattomana. Kaivantoon asennettiin suunnitelmien mukaiset teräkset. Betoni valettiin kaivantoon ja kaivannon yläosan kaivulevyt nostettiin valun edistyessä pois. Ankkuripultit työtönnettiin tuoreeseen betoniin vaadittuun syvyyteen. Perustuksen maanpäällinen osa tehtiin valamalla betoni sitä varten tehtyyn muottiin, joka poistettiin betonin kovettumisen jälkeen. Muottina käytettiin teräs- tai puumuottia. Paikalla valetun anturattoman perustuksen vaikutukset ratapenkereeseen olivat vähäiset, mikäli kaivanto kyettiin tekemään kahmarikauhalla perustuksen muotoiseksi.

Vaikeakäyttöinen kahmarikauha soveltui huonosti kivisten ratapenkereiden kaivamiseen ja kaivantoja alettiin tehdä vähitellen kuokkakauhalla. Paikalla valettavia anturallisia perustuksia varten tehtiin kaivanto, joka jouduttiin usein tukemaan rakennustyön ajaksi siten, että radan käyttö oli mahdollista. Betoni valettiin puurakenteiseen muottiin. Betonin kovettumisen jälkeen muotti ja väliaikaiset tukirakenteet purettiin ja kaivanto täytettiin ja tiivistettiin kerroksittain.

#### Nykykäytäntö

Uusilla radoilla sähköistyspylväät merkitään maastoon ennen pohjatutkimuksia. Merkitsemisen jälkeen pidetään maastokatselmus, jonka perusteella määritellään käytettävät pohjatutkimusmenetelmät. Yleisin pohjatutkimusmenetelmä on painokairaus. Siipikairausta käytetään hienorakeisilla maalajeilla leikkauslujuuden määrittämiseksi. Heijarikairausta käytetään, mikäli painokairan käyttö ei ole mahdollista.

Ajojohdinpylväasperustusten pohjaolosuhteet tutkitaan joka toisen tai joka kolmannen perustuksen kohdalta. Mikäli perustuksia on radan molemmin puolin, toisen puolen pohjatutkimustarve harkitaan tapauskohtaisesti. Tehtyjen pohjatutkimusten oikeellisuus varmistetaan perustuskaivannon kaivuvaiheessa. Mikäli eroavaisuuksia tai poikkeamia ilmenee, suunnitelmiin tehdään havaitun tilanteen vaatimat muutokset. Maalaji, pohjaveden pinnan korkeus ja mahdolliset poikkeamat dokumentoidaan perustusraporttikorttiin.

Ennen varsinaisia rakennustöitä perustuksen elementti ja tarvittava täyttömaa tuodaan perustuspaikan läheisyyteen. Maanrakennustyöt tehdään kaivinkoneella penkereen tai



radan puolelta. Kaivannot tehdään yleensä tukemattomina. Tuenta tehdään tarvittaessa kaivulevyjen tai teräsponttien avulla ja sitä käytetään yleensä vain sellaisissa tapauksissa, joissa perustus tai osa siitä joudutaan tekemään paikallavaluna. Kaivu lopetetaan noin 50 mm perustustason yläpuolelle. Loppu kaivu- ja tasoitustyö tehdään lapiolla. Elementti asennetaan oikeaan sijaintiinsa ja kaivanto täytetään kaivumailloilla tai täyttömaalla. Tiivistys tehdään kaivinkoneen kauhalla tai tärylevyn avulla. Yhden perustuksen kaivutöihin, elementin asennukseen sekä kaivannon täyttö- ja tiivistystöihin varattu aika on yleensä noin 1-2 tuntia.

Maanvaraiset elementtiperustukset ovat pääsääntöisesti anturallisia. Anturattomia elementtejä käytetään kohteissa, joissa maan kantavuus anturalliselle perustukselle ei ilman massanvaihtoa ole riittävä. Anturattomien perustuselementtien käyttö voi olla perusteltua myös alueella, johon ei voida asentaa anturallista elementtiä tilan ahtauden takia. Myös korjauskohteissa voi olla tarkoituksenmukaista korvata alkuperäinen anturaton perustus uudella vastaavalla.

Huonosti kantavalla maalla maanvaraisten perustusten taakse voidaan tehdä lisätäyttö, jolla parannetaan perustuksen momenttikestävyyttä. Lisätäyttö vaatii ylimääräisen soran ja sepelin tuomista rakennuspaikalle. Tämä voi olla ongelma etenkin radoilla, joissa ei ole erillistä huoltotietä. Käytännössä lisätäyttöä ei aina ole tehty suunnitelmien mukaan, mikä pienentää perustuksen momenttikapasiteettia ja voi aiheuttaa perustuksen haitallista siirtymistä ja kiertymistä.

Pylväsperustukset joudutaan pehmeikköalueilla tekemään paalutettuina. Perustukset ovat elementtirakenteisia yhden, kahden, kolmen tai neljän paalun perustuksia. Paalut lyödään radalta tai penkereeltä tavoitesyvyyteen ja katkaistaan siten, että niistä ei ole vaaraa junaliikenteelle. Paalutus tehdään yleensä kerralla koko rakennusalueelle, minkä jälkeen tehdään perustuskaivanto, katkaistaan paalut lopulliseen mittaansa ja asennetaan perustus paikoilleen. Paalut kiinnitetään elementtiin paikalla tehtävän betonijuotoksen tai betonivalun avulla.

Kallionvaraiset perustukset tehdään betonielementeistä, jotka kiinnitetään kallioon teräsankkureiden avulla. Kallioon porataan reiät tartunnoille ja tartunnat juotetaan reikiin. Kallio tasataan erillisellä juotosvalulla ja elementti asennetaan oikeaan sijaintiinsa. Tartunnat juotetaan elementtiin. Kallionvaraiset perustukset ovat pienempiä ja täten myös halvempia valmistaa kuin maanvaraiset perustukset. Kallion taseus sekä tartuntojen poraus ja injektointi kuitenkin lisäävät työvaiheiden määrää ja nostavat kallionvaraisten perustusten rakennuskustannusta.

Nykyisistä perustuksista on olemassa RHK:n hyväksymät suunnitelmat. Vanhimmat ovat vuodelta 1972 ja uusimmat vuodelta 1999. Osa suunnitelmista on vanhentunut, eikä niitä käytetä uusien perustusten rakentamisessa. Nykyiset perustukset tehdään pääsääntöisesti 90-luvulla tehtyjen suunnitelmien mukaan. Myös muuntityyppisten perustusten käyttö on luvallista, mikäli perustusten suunnittelussa ja valmistuksessa noudatetaan nykyisiä ohjeita ja määräyksiä.

Rautateiden sähköistyspylväiden vaihtoehtoisena perustustyyppinä on viime aikoina esitetty kaksoisputkiperustus /24/ sekä porapaaluperustus /22/. Näiden perustustyyppien etuna ovat vähäiset kaivu- ja täyttötöyt, mikä vähentää radan painumariskiä verrattuna

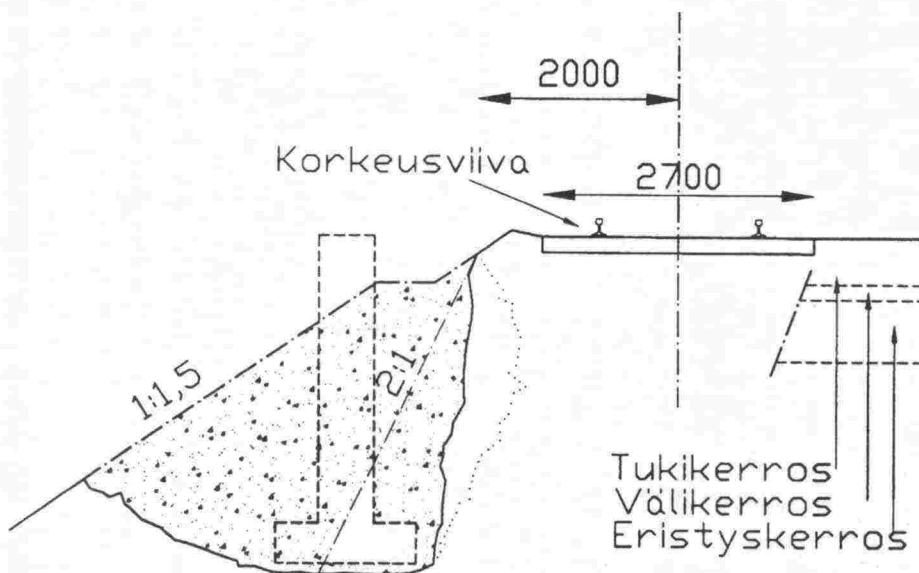
perinteisiin perustuksiin. Työmenetelmien kehittymisen myötä kyseisten perustustyyppien asennusaika on lyhempi kuin perinteisillä perustuksilla. Kaksoisputkipaalu-perustusten ja porapaaluperustusten toimivuudesta ei ole pitkäaikaisia kokemuksia. Kaksoisputkipaalu-perustuksesta tehty tutkimus sekä Norjassa ja Ruotsissa käytössä olevasta porapaaluperustuksista saadut kokemukset kuitenkin osoittavat, että porapaalu-perustusten voidaan olettaa olevan yhtä käyttökelpoisia kuin nykyisin käytössä olevat perustukset.

## 2.2 Ongelmat

### Pohjarakentamiseen liittyvät ongelmat

Perustuskaivannot tehdään pääsääntöisesti tukemattomina työrajojen tai liikennekatkojen aikana. Kaivannon viereinen rata ei ole käytössä kaivutyön aikana. Kaivanto tehdään vähintään routimattomaan perustussyvyyteen asti. Mikäli perustus rakennetaan massanvaihdon varaan, kaivanto joudutaan tekemään vielä syvemmälle.

Perustuksen minimietäisyys raiteesta määräytyy aukean tilan ulottuman ATU:n perusteella. Ajojohdinpylvään radanpuoleisen sivun minimietäisyys raiteen keski-viivasta on 3100 mm. Betoniratapölkkyjen leveys on 2500 mm ja puuratapölkkyjen 2700 mm. Kaivanto saa nykyisten ohjeiden mukaan ulottua 2000 mm päähän radan keskilinjasta. Kun otetaan huomioon perustuksen antura ja asennusvara, voidaan todeta, että kaivannon radanpuoleinen seinä on lähes pystysuora. Mikäli antura on suuri, kaivanto joudutaan ulottamaan jopa radan alle.



Kuva 2.1 Anturallisen perustuksen vaatima kaivanto.

Radan alla oleva maa on tiivistetty rakennusaikana, joten luiskien tekeminen pystysuoraksi on mahdollista. Penger voi kuitenkin löyhtyä avoimeen kaivantoon tapahtuvan varisemisen seurauksena etenkin, jos rata on kaksiraiteinen ja viereinen raide on koko ajan käytössä. Junan aiheuttama värinä lisää penkereen varisemista kaivantoon.



Toisaalta sortumaherkkä pystysuora kaivannonseinä myös aiheuttaa turvallisuusriskin kaivannossa työskenteleville.

Elementti nostetaan paikoilleen tehtyyn kaivantoon ja sen sijainti tarkistetaan mittauksin. Tämän jälkeen kaivantoa aletaan täyttää kaivumailla tai paikalle tuodulla soralla. Täyttö tehdään kerroksittain. Tiivistys tehdään kaivinkoneen kauhalla siihen kiinnitettävän tai erillisen tärylevyn avulla.

Kaivu- ja täyttötyihin käytettävä aika on yleensä rajallinen. Kaivannon täyttö ja sen tiivistys ovat perustusten rakentamisessa ainoita työvaiheita, joita voidaan nopeuttaa esimerkiksi paksuntamalla tiivistettävää kerrosta tai vähentämällä ylityskertoja. Huonosti tehty tiivistys vaikuttaa perustuksen paikoillaan pysymiseen sekä radan painumiseen.

Perustusta mitoitettaessa oletetaan, että perustamistason ylä- ja alapuolinen täyttö on riittävästi tiivistetty. Perustamistason yläpuolisen täytön merkitys korostuu etenkin anturattomilla perustuksilla sekä yhden paalun perustuksilla, koska tällaisten perustusten vaakajäykkyys muodostuu pääsääntöisesti maan sivuvastuksesta. Mikäli kaivannon täyttöä ei ole tiivistetty riittävästi, pylväasperustus ei toimi suunnitellulla tavalla. Perustus voi siirtyä tai kiertyä suunniteltua enemmän, jolloin perustukseen kiinnittyvän laitteen sijaintia joudutaan korjaamaan myöhemmin.

Radanpuoleisen luiskan variseminen kaivantoon sekä täytön riittämätön tiivistys löyhdyttävät ratapengertä, mikä voi aiheuttaa radan painumista. Radan geometria tarkistetaan määräajoin. Mahdolliset painumat oikaistaan rataa tukemalla. Tukemiskustannukset riippuvat painumien määrästä ja suuruudesta. Kustannukset voitaisiin minimoida tai välttää kokonaan, mikäli pylväasperustusten asennus voitaisiin tehdä siten, että penger ei löyhtyisi.

### **Maaperän aiheuttamat esteet**

Olemassa olevaan rataverkkoon sijoittuvat sähköistystyöt kohtaavat kaivantojen osalta myös esteitä. Penkereeseen ja varsinkin sen reunaosiin on usein sijoitettu suuria kiviä tai lohkaraita lähinnä tukemistarkoituksissa. Myös perusmaassa sijaitsevat kivet tai lohkaraitat ovat meillä yleisiä varsinkin moreenissa. Osa penkereistä on tehty louheesta. Kaivamalla suoritettavat perustusten asentamiset ovat suuritöisiä ja aiheuttavat huomattavia kustannuksia.

### **Aikatauluongelmat**

Perustukset rakennetaan kaivinkonetta apuna käyttäen radalta tai huoltotieltä käsin. Huoltoteitä on yleensä vain parannetuilla rataosuuksilla. Penkereen puolelta tehtävät rakennustyöt häiritsevät rataliikennettä vähemmän kuin radalta käsin tehtävät rakennustyöt, koska työkonet, perustuselementit sekä täyttö ja ratasepeli voidaan kuljettaa ennalta rakennuspaikalle junaliikennettä häiritsemättä. Kaivutyö, elementin asennus ja kaivannon täyttö ja tiivistys tehdään kaivinkoneella juna-aikataulujen mukaisten taukojen tai liikennekatkojen aikana.

Vanhoilla rataosuuksilla ei huoltoteitä yleensä ole, joten perustukset on rakennettava radan puolelta. Elementti ja mahdollinen täyttösora ja sepeli kuljetetaan rakennuspaikalle rataa pitkin. Kaivutyö, elementin asennus ja kaivannon täyttö ja tiivistys tehdään kiskoilla kulkevan kaivinkoneen avulla työrakojen tai liikennekatkojen aikana. Asennuksen jälkeen kaivinkone ajetaan paikkaan, jossa se voidaan ajaa pois kiskoilta.

Työrako on se aika, jolloin radalla on lupa työskennellä. Työraot määräytyvät normaalien juna-aikataulujen mukaan ja niiden pituus on yleensä noin 1–2 tuntia. Työrakojen on oltava yöaikaan ja viikonloppuisin, jolloin radalla on vähiten liikennettä. Liikennekatkon aikana radan normaali junaliikenne on pysäytetty. Liikennekatkot on ennalta määrätty ja niiden pituus voi olla useita päiviä. Radalla voidaan tehdä rakennustöitä lähes koko liikennekatkon ajan. Liikennekatkojen määrä riippuu rataosuudesta. Katkoja on yleensä vain muutama vuodessa, joten pylväasperustusten rakentaminen pelkkien liikennekatkojen aikana ei ole mahdollista.

### **Perustusten siirtyminen**

Ajojohtinten sijaintipoikkeamat rataa nähden aiheutuvat yleensä pylväasperustusten siirtymisestä ja kiertymisestä tai radan geometrian muutoksista. Siirtymiä ja kiertymiä on havaittu eniten anturattomissa perustuksissa. Ajojohtimen sijainti rataa nähden sekä radan geometria tarkistetaan määräajoin. Geometria korjataan tarvittaessa rataa tukemalla. Perustukseen kiinnittyvän pylvään sijaintia ja sen kaltevuutta voidaan muuttaa kiinnityspultteja säätämällä tai erillisellä korokerakenteella. Vanhemmilla rataosuuksilla korokerakenteet voivat olla jopa 0,5 m suuruisia. Perustusten sijaintia ei yleensä korjata jälkikäteen.

Pylväasperustukset voivat olla paalutettuja tai maanvaraisia. Mikäli pylväasperustus on tehty paalutettuna ja rata maanvaraisena, pylväasperustuksen sijainti rataa nähden muuttuu radan painuessa. Mikäli rata ja pylväasperustus on perustettu maanvaraisesti, rata ja perustus painuvat yleensä samanaikaisesti. Kun radan pystygeometria korjataan, perustuksen ja radan keskinäinen sijainti muuttuu. Mikäli ratapenger leviää sivuille päin, myös pylväasperustuksen vaakasijainti muuttuu.

Mikäli ratapenger rakennetaan paalulaatan tai vastaavan päälle, ratajohtopylväs voidaan kiinnittää suoraan tukirakenteisiin. Tukirakenteiden on kuitenkin oltava sellaisia, ettei ratajohtopylväs siirry tai värähtelee haitallisesti junakuorman vaikutuksesta.

Roudan vaikutusta nykyisiin ratapylväasperustuksiin ei ole tutkittu. Perustukset on yleensä ulotettu routimattomaan syvyyteen tai ne on routasuojattu, joten roudan vaikutuksen perustusten siirtymään voidaan olettaa olevan vähäistä.

### **Rakenteellinen kestävyys**

Rautateidemme perustukset ovat teräsbetonirakenteisia. Vanhemmat perustukset on tehty työmaalla paikallavaluna. Vanhemmissa paikalla valetuissa perustuksissa on havaittu betonin rapautumista, joka johtuneen betonin huonosta laadusta. Työmaolosuhteissa tehdyn betonin laatu vaihtelee huomattavasti. Osa perustuksista on tehty talvisaikaan, jolloin betonin valmistus ja betonointi on ollut erittäin vaikeaa. Perustusten



rapautumista esiintyy paikallisesti tietyllä osuuksilla, mikä osoittaa betonin valmistuksen ja valun merkityksen rakenteelliseen kestävyYTEEN.

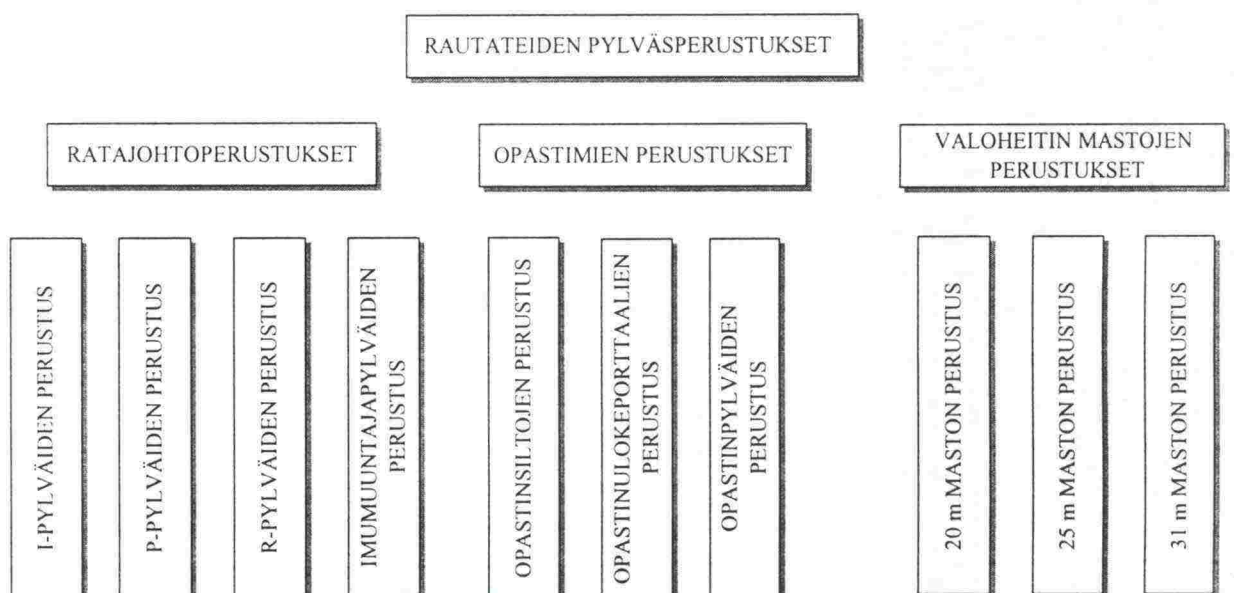
Nykyään perustukset tehdään elementtirakenteisina. Elementit valmistetaan tehdasolosuhteissa, jolloin betonin valmistus ja betonointi on helpompaa. Elementtien valmistajan laatujärjestelmän ja valvonnan pitäisi varmistaa elementtien laatu. Todellisuudessa elementtien laatu vaihtelee eri valmistajien kesken. Silmännähtävät vauriot ovat harvavaluja, kolhuja tai lohkeamia. Vaurioiden korjaukset tehdään usein pintapuolisesti tai jätetään kokonaan tekemättä. Elementin heikko laatu ja valmiin elementin pintavauriot heikentävät perustusten pitkäaikaiskestävyyttä.

### 2.3 Pylväsperustusten ryhmittely

Radan sähköistyspylväät on suunnitellut ja rakentanut tai rakennuttanut Oy VR-Rata Ab tai Sähköradat Oy. Näiden yritysten suunnittelu- ja rakentamiskäytäntö ei poikkea oleellisesti toisistaan, joten niitä ei ole eritelty tässä tutkimuksessa.

Radan sähköistyspylväiden perustukset voidaan jakaa kolmeen ryhmään: ratajohtopylväiden perustukset, opastinpylväiden perustukset ja valoheitinmastojen perustukset. Ratajohtopylväiden perustukset voidaan jakaa I-, P- ja R-pylväiden sekä imumuuntajapylväiden perustuksiin. Opastinpylväiden perustukset voidaan jakaa opastinsillan ja opastinulokeportaali pylväiden perustuksiin. Valoheitinmastojen perustukset voidaan jakaa 20 m, 25 m ja 31 m mastojen perustuksiin.

Perustustyyppien jaottelu on esitetty kuvassa 2.2. Eri pylväiden perustukset voidaan jakaa maanvaraisiin, kallionvaraisiin ja paaluperustuksiin. Paaluna käytetään yleensä 250 x 250 tai 300 x 300 mm<sup>2</sup> teräsbetonipaalua. Paalutusluokka on III (LPO-87). Myös muiden paalujen käyttö on mahdollista.



Kuva 2.2

Rautateiden pylväsperustukset.

Seuraavissa kappaleissa on esitetty rautateillä käytettävät pylväasperustukset kuvan 2.2 jaottelun mukaan. Kuvissa on esitetty perustusten periaatteellinen muoto sekä eri perustusten piirustusnumerot. Mikäli yhdessä piirustuksessa on esitetty maanvarainen ja paalutettu perustus, sama piirustuksen numero on molempien kuvien kohdalla. Osa perustuksista on korvattu uudella piirustuksella. Vanhan ja uuden piirustuksen esittämät perustukset eroavat yleensä vain materiaalien laatujen suhteen.

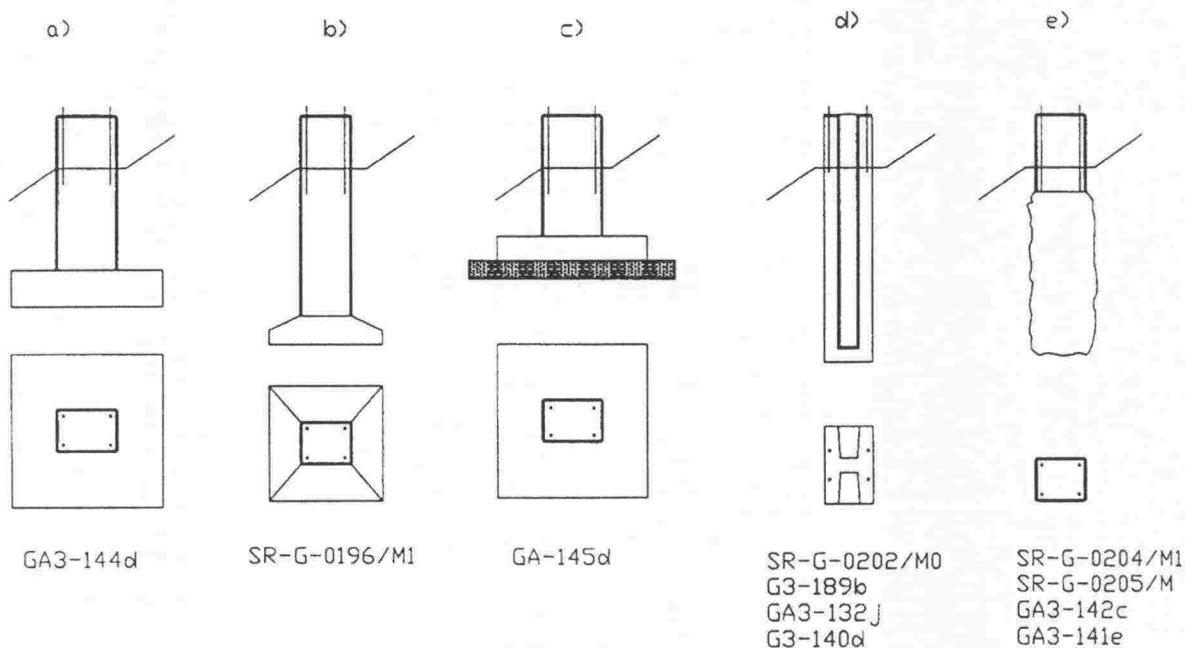
Pylväasperustusten piirustukset on luetteloitu liitteessä 3. Luetteloon on koottu kaikki nykyisin käytössä olevat perustukset. Luettelossa on esitetty piirustuksen otsikko- tai nimiöteksti, piirustusnumero, korvatusen piirustusnumero, päiväys sekä revisiomerkinnot. Luetteloon on merkitty \* niiden piirustusten kohdalle, jotka on korvattu uudella piirustuksella. Luettelosta puuttuu käytöstä poistetut perustukset. Luettelossa ei myöskään ole sellaisia perustuksia, jotka on suunniteltu tai otettu käyttöön tutkimuksen aikana.

### **2.3.1 Ratajohtoperustukset**

Ratajohto on ajojohtimen ja mahdollisten paluujohtimien sekä kannatusrakenteiden ja varusteiden muodostama johto /28/. Ratajohto kiinnittyy ratajohtopylvääseen, joita ovat I-pylväs, P-pylväs, R-pylväs ja imumuuntajapylväs. I-pylväiden perustuksia on yhteensä 21 kpl, joista 4 kpl on korvattu uudemmalla versiolla.

## I-Pylvään perustus

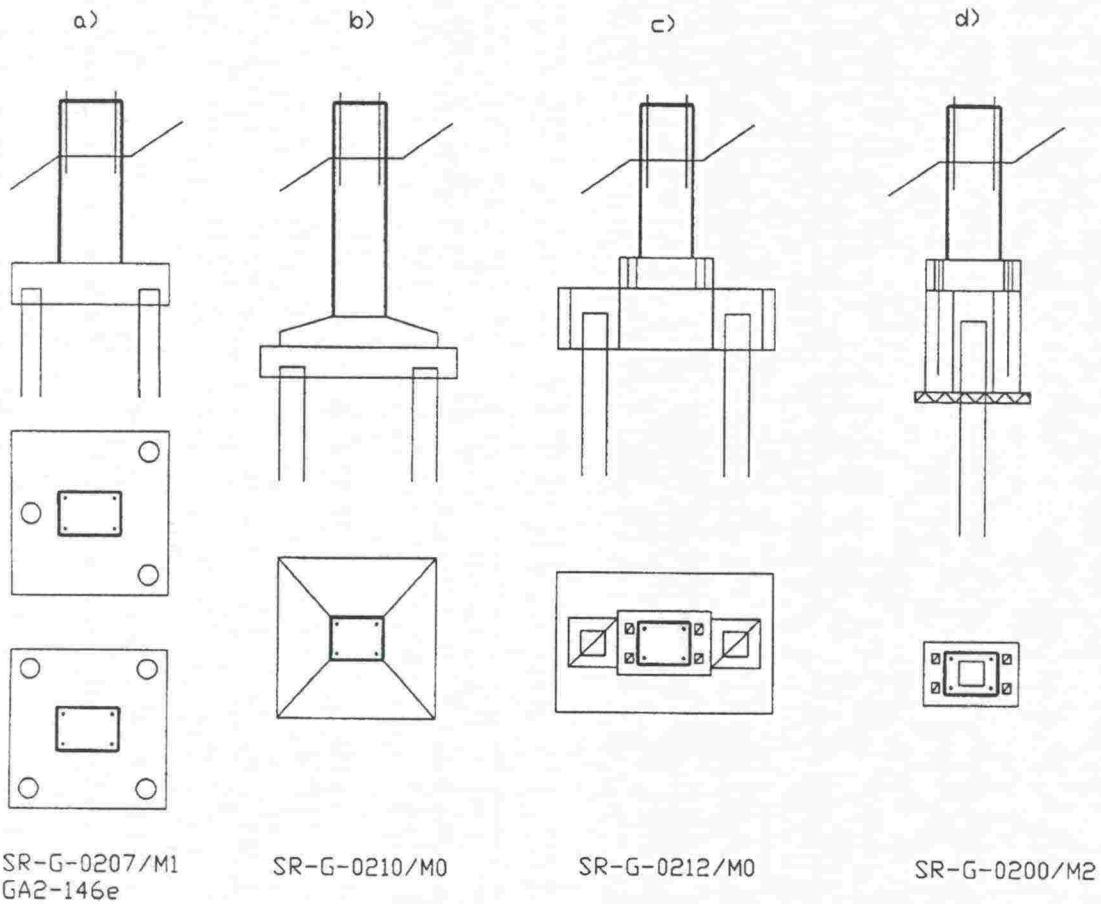
I-pylvään maanvaraiset perustukset on esitetty kuvassa 2.3. Kuvan 2.3a) anturallinen perustus tehdään paikallavaluna. Kuvan 2.3b) anturallinen perustus on elementtirakenteinen. Elementin paino on pyritty minimoimaan optimaalisella muotoilulla sekä laajalla kokovalikoimalla. Kuvan 2.3c) matala-anturallisen perustuksen routasuojaus tehdään eristämällä maa anturan alta Leca-soralla tai solupolystyreenilevyllä (Styrox). Kuvan 2.3d) perustuselementti on suunniteltu aikoinaan mahdollisimman kevyeksi, jotta sen asennus kaivinkoneella olisi mahdollista. Kuvassa 2.2e) anturaton perustus on suunniteltu tehtäväksi paikallavaluna ilman muotteja pystyseinämäiseen kaivantoon. Tämäntyyppinen perustus ei ole enää käytössä.



Kuva 2.3 I-pylvään: a) anturallinen perustus, b) anturallinen elementti, c) matala anturallinen perustus, d) perustuselementti, e) anturaton perustus (louhikkoperustus).



Kuvassa 2.4 on esitetty I-pylvään paalutetut perustukset. Kuvan 2.4a) paalutettu perustus tehdään paikallavaluna. Perustus tukeutuu kuormituksen mukaan kolmeen tai neljään paaluun. Paikallavalettuja perustuksia käytetään nykyään vain poikkeustapauksessa. Kuvan 2.4b) neljän paalun perustuksessa paalujen päälle tehdään erillinen paikalla valettava teräsbetoni-laatta. Betonin kuivuttua anturallinen elementti nostetaan laatan päälle. Tavallisen betonin kuivuminen voi kestää useita päiviä. Mikäli elementti halutaan asentaa paikoilleen heti valun jälkeen, betonin on oltava nopeasti kovettuvaa tai perustus on tuettava asennuksen yhteydessä paaluihin tai maahan. Kuvien 2.4c) ja d) yhden ja kahden paalun perustuksessa kallioperustuselementti kiinnitetään paaluholkkielementtiin, joka puolestaan kiinnitetään paaluihin. Yhden tai kahden paalun perustuksista käytetään myös lyhennettä PHE 1 ja PHE 2. Tunnus PHE on lyhenne sanasta paaluholkkielementti. Numero 1 ja 2 ilmoittavat paalujen lukumäärän.

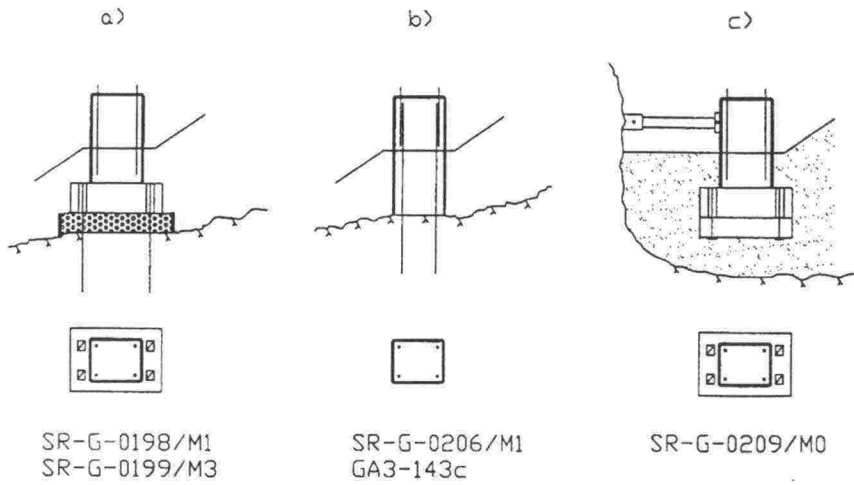


Kuva 2.4

*I-pylvään: a) paalutettu perustus, b) 4 paalun perustus, c) 2 paalun perustus, d) paaluperustus.*



Kuvassa 2.5 on esitetty I-pylvään kallioperustukset. Kuvan 2.5a) kallioperustuselementti kiinnitetään kallioon injektoitavien ankkuripulttien avulla. Perustus tuetaan väliaikaisesti ankkuripulttien varaan, minkä jälkeen perustuksen ja kallion väli valetaan umpeen ja ankkuripultit kiinnitetään lopullisesti kallioperustuselementtiin jälkivalulla. Kuvan 2.5b) paikallavalettu kallioperustus kiinnitetään kallioon injektoitavien ankkuripulttien avulla. Kuvan 2.5c) kallioleikkausperuksessa kallioelementti kiinnitetään juotosvalulla erilliseen laattaelementtiin. Perustus kiinnitetään erityisten teräsosien avulla perustuksen sivulla olevaan kallioleikkaukseen. Kallioleikkausperustuksen käyttö on vähäistä, koska kallion louhinta on usein epätarkkaa, mikä johtaa pitkien epäedullisten kiinnikkeiden käyttöön.

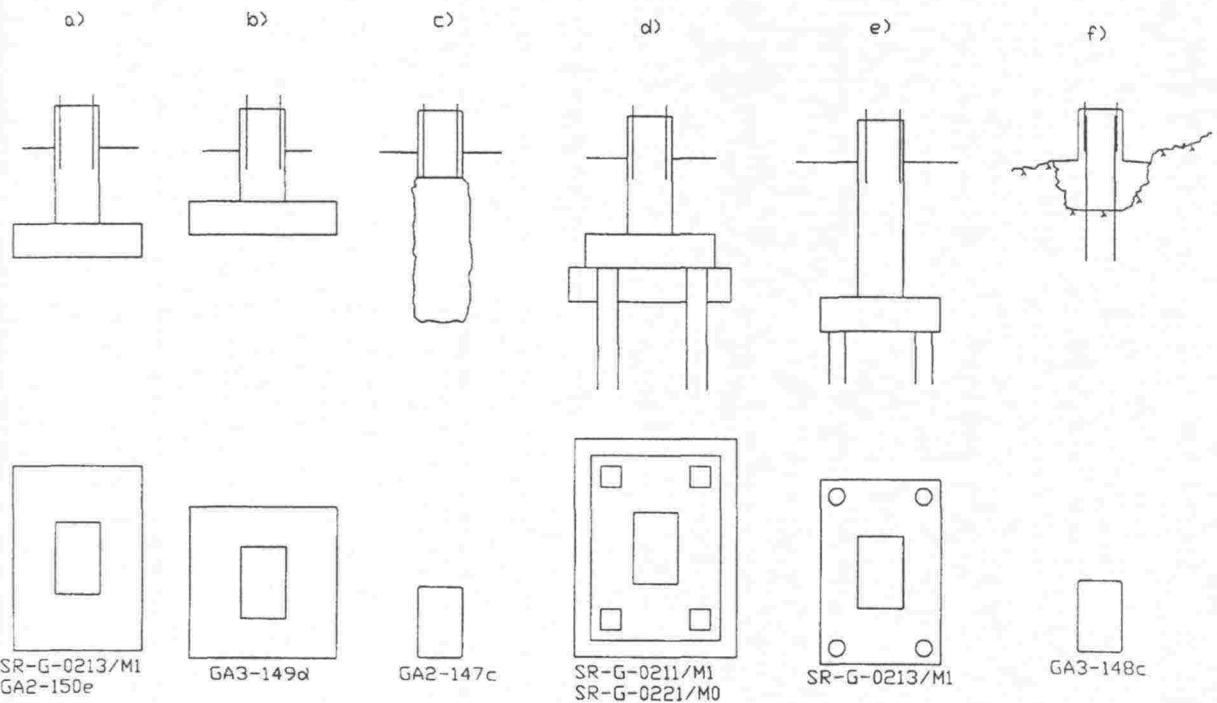


Kuva 2.5

*I-pylvään: a) kallioperustuselementti, b) kallioperustus, c) kallioleikkausperustus.*

## P-pylväiden perustukset

Kuvassa 2.6 on esitetty P-pylvään eli U-jalkaisen portaalipylvään perustukset. Kuvassa 2.6a) ja b) ovat maanvaraiset anturalliset perustukset, jotka voidaan tehdä paikallavaluna tai elementtinä. Kuvassa 2.6c) anturaton perustus tehdään paikallavaluna ilman muotteja pystyseinämäiseen kaivantoon. Tällainen perustus ei ole enää käytössä. Kuvan 2.6d) neljän paalun perustuksessa paalujen päälle valetaan erillinen teräsbetonilaatta. Betonin kuivuttua anturallinen elementti nostetaan paalujen päälle. Kuvan 2.6e) perustus on valmistettu paikallavaluna. Kuvan 2.6f) mukainen perustus tehdään paikallavaluna. Perustusta varten kallioon louhitaan syvennys. Perustus kiinnitetään kallioon injektoitavilla kallioankkureilla.

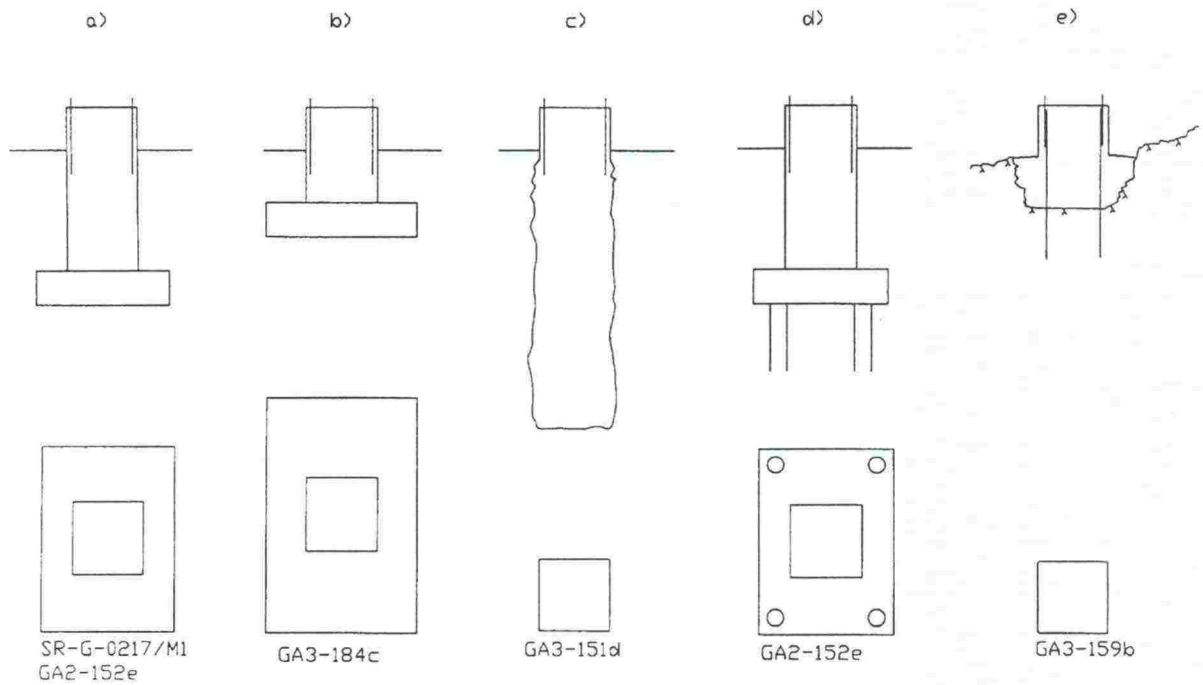


Kuva 2.6

*P-pylvään: a) anturallinen elementti (PPAE)/anturallinen perustus, b) matala anturallinen perustus, c) anturaton perustus, d) paalutettu perustus, e) anturallinen perustus, f) kallio- ja ankkuriperustus.*

## R-pylväiden perustukset

Kuvassa 2.7 on esitetty R-pylvään eli ristikkojalkaisen portaalipylvään perustukset. R-pylväiden perustusten asennus ja rakennustyöt tehdään vastaavasti kuin P-pylväiden perustuksilla.

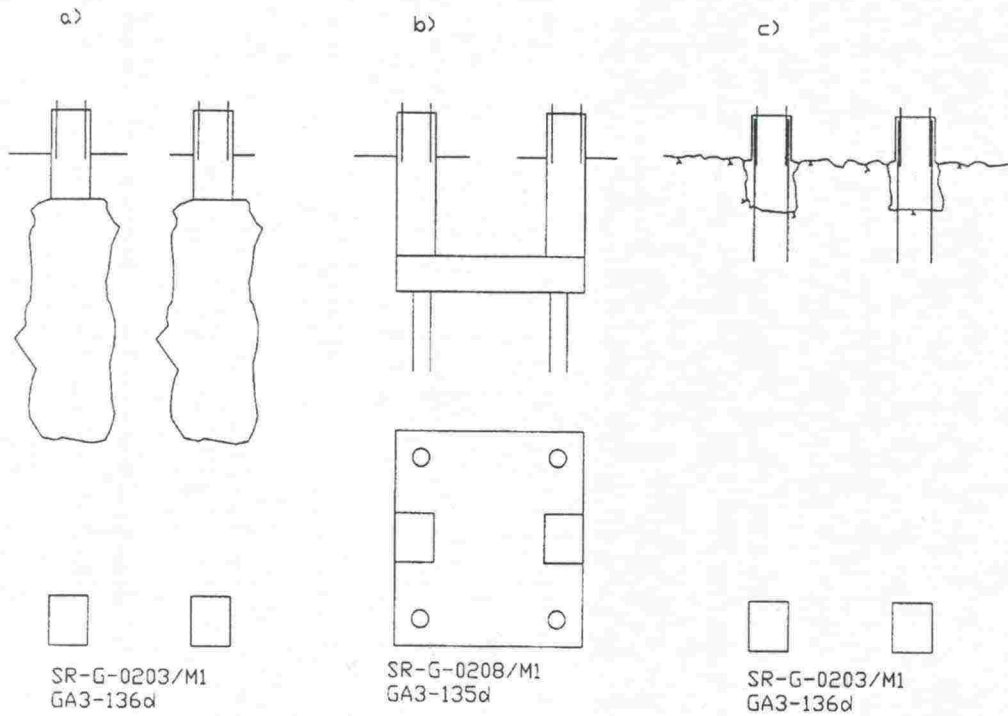


Kuva 2.7

R-pylvään: a) anturallinen elementti (RJAE)/anturallinen perustus, b) matala anturallinen perustus, c) anturaton perustus, d) anturallinen perustus (paalutettuna), e) kallioperustus.

### Imumuuntajapylväiden perustukset

Kuvassa 2.8 on esitetty imumuuntajapylväiden perustukset. Kuvassa 2.8a) anturaton perustus tehdään paikallavaluna ilman muotteja pystyseinämäiseen kaivantoon. Tällainen perustus ei ole enää käytössä. Kuvan 2.8b) paalutettu perustus on valmistettu paikallavaluna. Kuvan 2.8 c) mukainen perustus tehdään paikallavaluna. Perustusta varten kallioon louhitaan syvennys. Perustus kiinnitetään kallioon injektoitavilla kallio-ankkureilla.

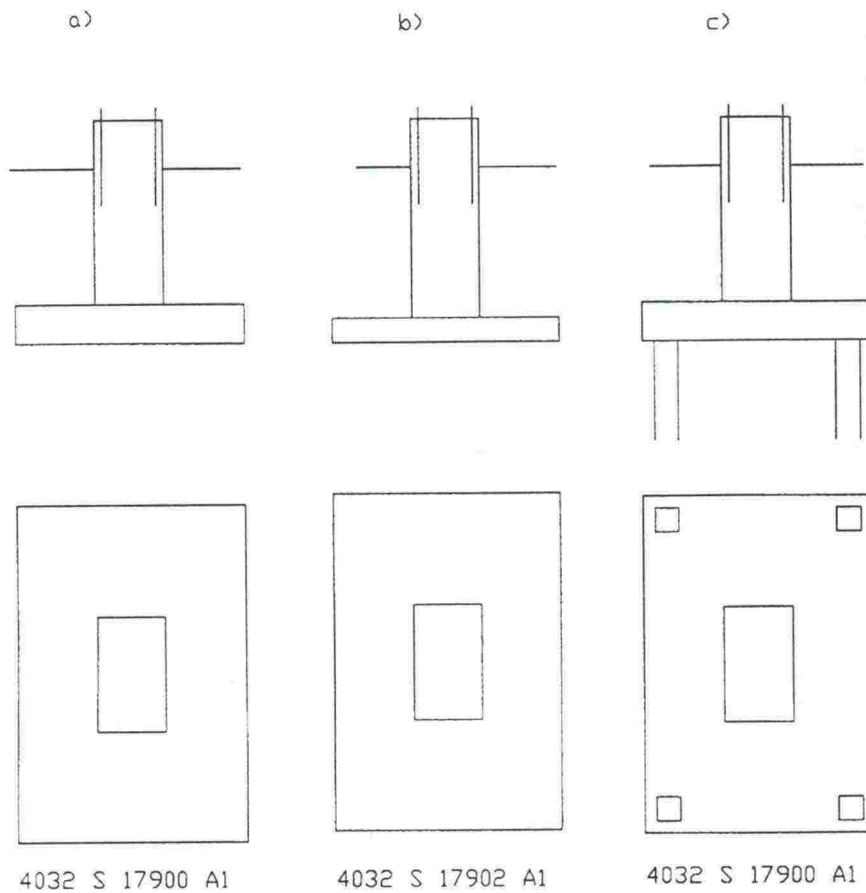


Kuva 2.8

Imumuuntajapylvään: a) anturaton perustus, b) maaperustus (paalutettuna), c) kallioperustus.

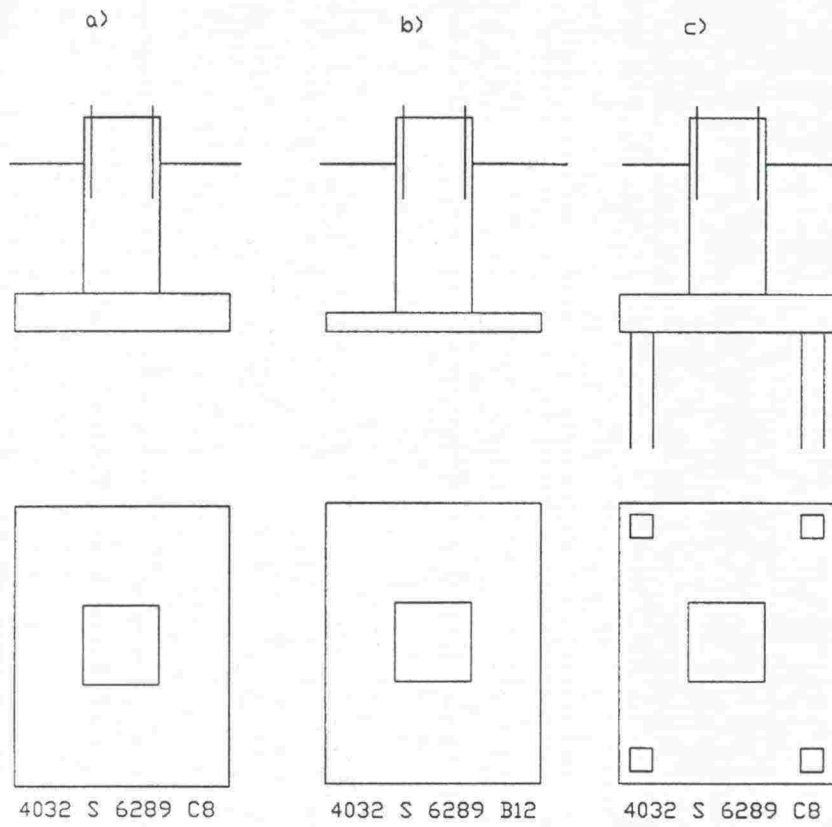
### 2.3.2 Opastimien perustukset

Kuvassa 2.9 on esitetty opastinsillan ja kuvassa 2.10 opastinulokeportaalin perustukset. Kuvissa 2.9a) ja 2.10a) on paikalla valettava anturallinen perustus ja kuvissa 2.9b) ja 2.10b) on anturallinen elementtiperustus. Kuvissa 2.9c) ja 2.10c) on esitetty paalujen päälle paikallavaluna tehtävä perustus. Opastinsiltojen ja opastinulokeportaalien perustukset on suunniteltu vuoden 1992 jälkeen, joten suunnitelmien voidaan olettaa olevan nykyisten ohjeiden mukaisia.



Kuva 2.9

Opastinsillan: a) paikalla valettava perustus, b) elementtiperustus, c) paikalla valettava paaluperustus.

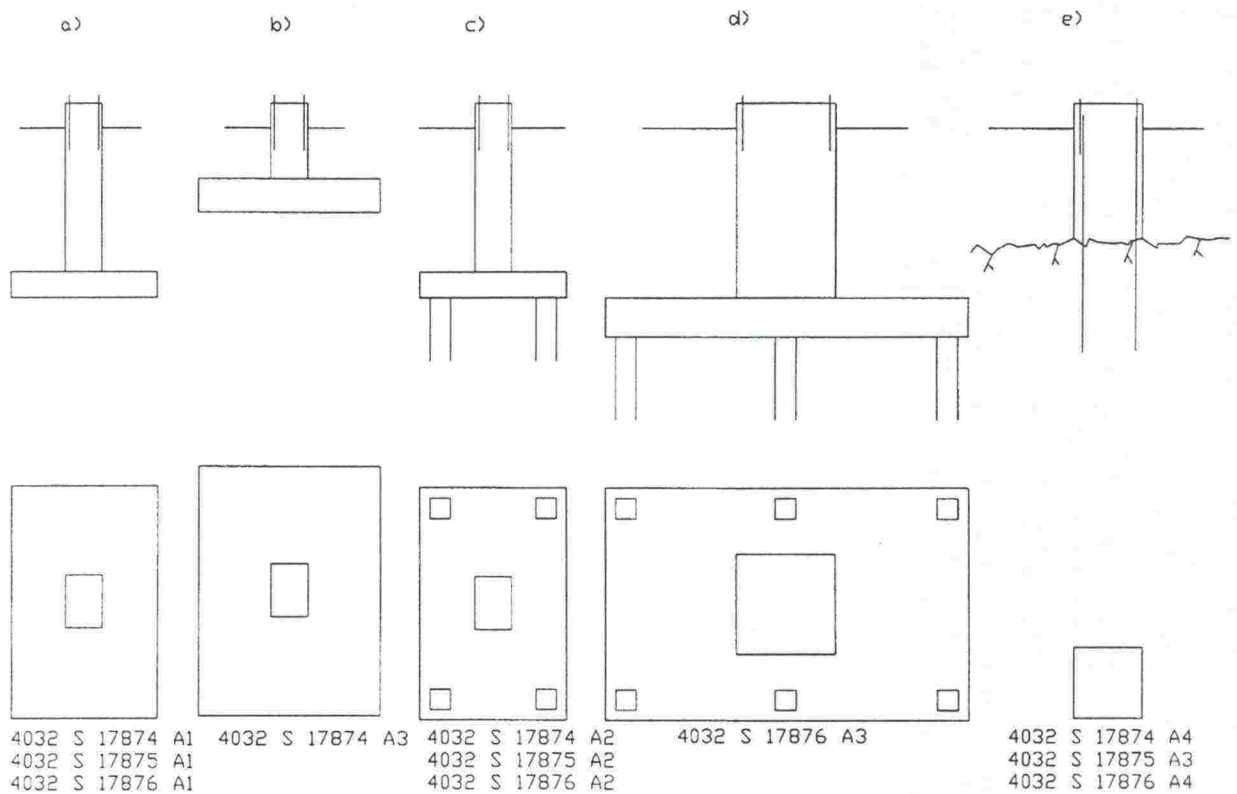


Kuva 2.10 Opastinulokeportaalin: a) paikalla valettava perustus, b) elementtiperustus, c) paalutettu paikalla valettava perustus.



### 2.3.3 Valoheitinmastojen perustukset

Kuvassa 2.11 on esitetty valoheitinmastojen perustukset. Kuvissa 2.11a) ja b) olevat anturalliset maanvaraiset perustukset voidaan tehdä paikallavaluna tai elementtirakenteisina. Kuvissa 2.11c) ja d) on esitetty paalujen päälle paikallavaluna tehtävä perustus. Kuvan 2.11e) mukainen perustus tehdään paikallavaluna. Perustusta varten kallioon louhitaan syvennys. Perustus kiinnitetään kallioon injektoitavilla kallioankkureilla. Valoheitinmastojen perustukset on suunniteltu vuoden 1998 jälkeen, joten suunnitelmien voidaan olettaa olevan nykyisten ohjeiden mukaisia.



Kuva 2.11

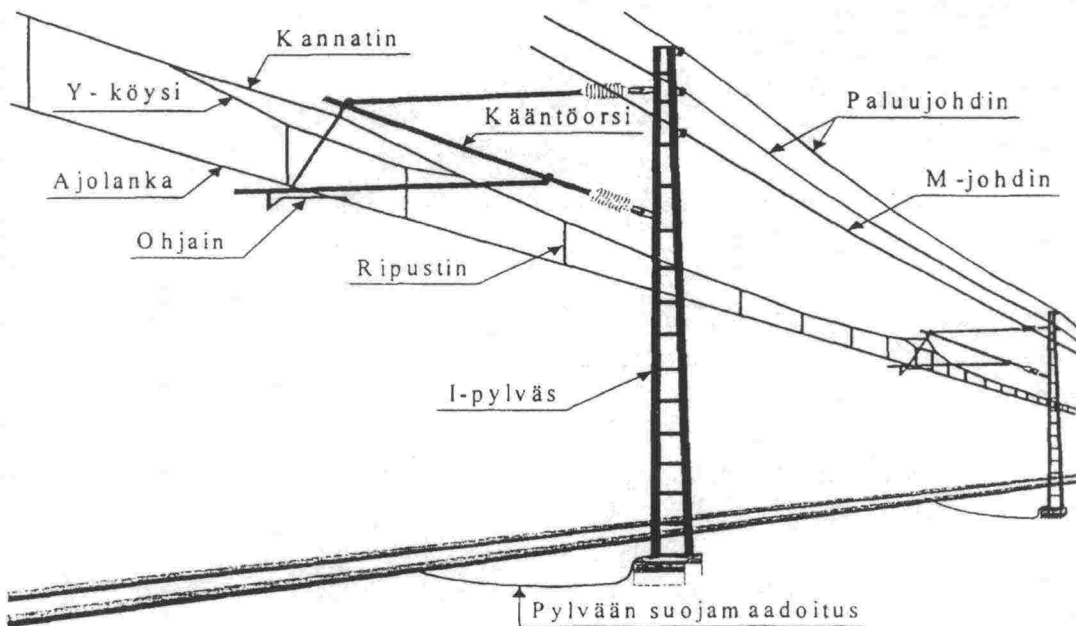
Valoheitinmaston: a) maanvarainen perustus, b) maanvarainen matala perustus, c) paaluperustus, d) paaluperustus (kapea antura), e) kallioperustus.

### 3. PERUSTUSTEN KUORMITUS

#### 3.1 Kuormien määrittäminen

Perustuksen kuormitus määräytyy pylvään ja siihen kiinnittyvien johtojen ja laitteiden kuormitusten perusteella. Pylvääseen kohdistuvista vaakakuormista aiheutuu perustukselle vaakakuorma sekä momentti, jonka suuruus määräytyy kuormituskohdan ja perustuksen kiertokeskiön välisen etäisyyden mukaan.

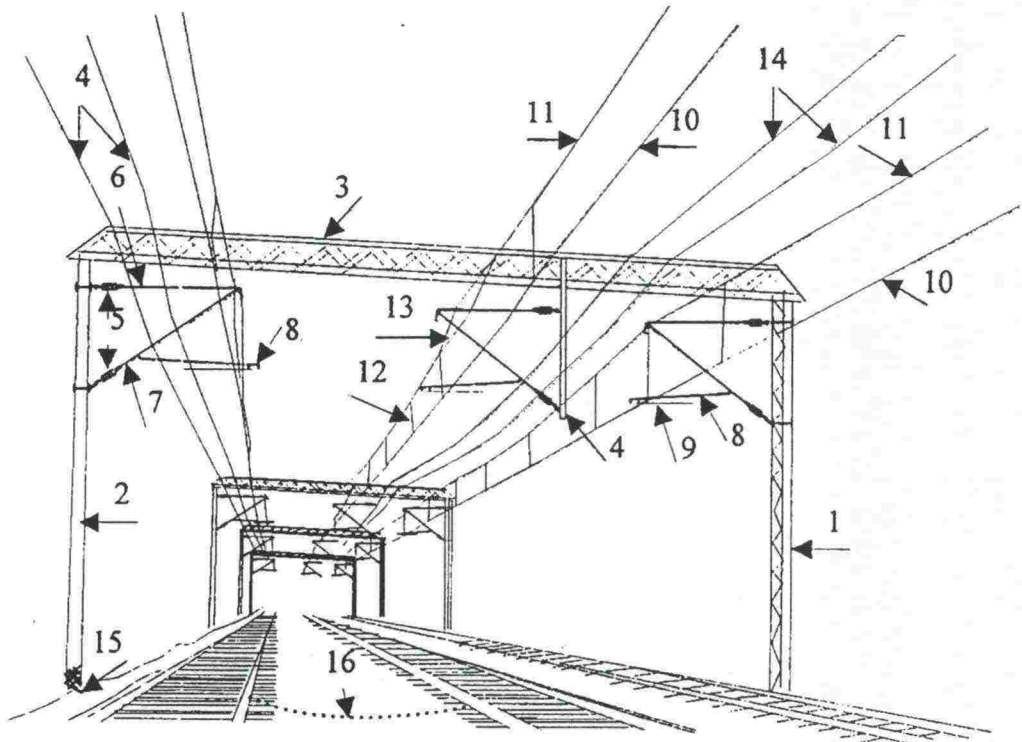
Ajojohdinpylvääseen on ripustettu M-johdin, paluujohdin sekä kääntöorren välityksellä kannatin ja ajolanka. Ratajohdon sijoitus ja kiinnittyminen pylvääseen tai portaaliin on esitetty kuvissa 3.1. ja 3.2 .



Kuva 3.1 Ratajohdon kiinnittyminen pylvääseen avoradalla /28/.

Pylväälle tulevat kuormat määritellään Vahvavirtailmajohdomääräysten /51/ sekä SSR:n kohdissa 3.231 ja 8.110 esitettyjen sovellusohjeiden mukaan. Kuormat on esitetty taulukossa 3.1. Taulukon mukaan vaihtoehtoisia kuormitustapauksia ovat jääkuorma, tuulikuorma ja hellekuorma. Johtimen kiinnityskohtaan kohdistuu köysivoimasta aiheutuva johtimen suuntainen kuorma, tuulen aiheuttama vaakasuora kuorma sekä jään aiheuttama pystysuuntainen kuorma. Johtimien katkeaminen pylvään toisella puolella aiheuttaa pylvääseen johtimen suuntaisen voiman, joka on köysivoiman suuruinen. Asennuskuormat ovat työnaikaisia eivätkä yleensä vaikuta perustusten mitoittamiseen. Kannatusrakenteiden ja varusteiden tuulikuormien suuruuteen vaikuttavat rakenteiden muoto sekä rakenteiden etäisyys maan pinnasta.





- |                       |                    |                       |
|-----------------------|--------------------|-----------------------|
| 1. Pylvään numero     | 2. Portaalin jalka | 3. Portaalin orsi     |
| 4. Ripustusorsi       | 5. Eristin         | 6. Ylätuki            |
| 7. Vinotuki           | 8. Sivutuki        | 9. Ohjain             |
| 10. Ajolanka          | 11. Kannatin       | 12. Ripustin          |
| 13. Y-köysi           | 14. Paluujohdin    | 15. Pylvään maadoitus |
| 16. Poikittaisyyhteys |                    |                       |

Kuva 3.2 Ratajohdon kiinnittyminen portaaliin ratapihalla /28/.

Taulukko 3.1 Kannatusrakenteiden ja johdinten kuormat /31/.

Jääkuorma	Ajolanka + kannatin Kannattimetön ajolanka Muut johtimet 1)	10 N/m 5 N/m $d \leq 7,5 \text{ mm}$ : 17,5 N/m $d \geq 15 \text{ mm}$ : 25 N/m
2)		
Tuulikuorma	Johtimet Kannatusrakenteet ja varusteet	$350 \text{ N/m}^2$ Vahvavirtailmajohtojen määräysten mukaisesti
Helle	Kaikki johtimet	+ 50 °C

1) Väliarvot saadaan suoraviivaisesti interpoloimalla.

2) Jääkuorma-alueilla on mahdolliset korotukset harkittava paikallisten olosuhteiden perusteella.

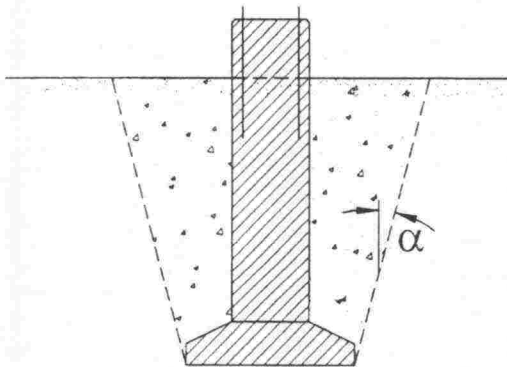
Lujuuslaskelmissa ei tarvitse ottaa huomioon paluujohtimen katkeamisesta aiheutuvaa köysivoimaa, mutta toisaalta ei saa ottaa huomioon ehjien paluujohtimien vaikutusta. Pylvään radansuuntaista taipumaa määriteltäessä saa paluu- ja M-johtimien harustavan vaikutuksen ottaa huomioon.

Orren päällä, orren suuntaisina kulkevia johtimia varten tai muiden orsiin kiinnitettävien laitteiden varalle on portaaliarren mitoituksessa otettava huomioon lisäkuorma 150 N/m /31/.

### 3.2 Omapaino

Omapaino on perustuksen, anturan päällä olevan maan pylvään, eristimen ja pylvääseen pysyvästi kiinnitettyjen johtimien ja laitteiden aiheuttama pystysuuntainen kuorma.

Anturan päällä olevan maan paino on SSR kohdan 3.25 mukaan anturan päällä olevan maakartion paino (ks. kuva 3.3). Leviämiskulma  $\alpha$  on ohjeen mukaan kitkamaassa  $25^\circ$  ja koheesiomaassa  $8^\circ$ . Maanpainon voidaan olettaa vaikuttavan esitetyllä tavalla, mikäli täyttö on hyvin tiivistettyä. Mikäli perustamistason yläpuolinen täyttö on löyhää, perustuksen päällä oleva maakartio ei leikkaannu vaan maa tiivistyy paikallisesti. Tällöin kulma  $\alpha$  on  $0^\circ$ . Nykyisten suunnitteluohjeen mukaan maakartion leviämiskulman oletetaan olevan  $\alpha=0^\circ$



Kuva 3.3 Perustuksen päällä olevan maakartion leikkauskulma.

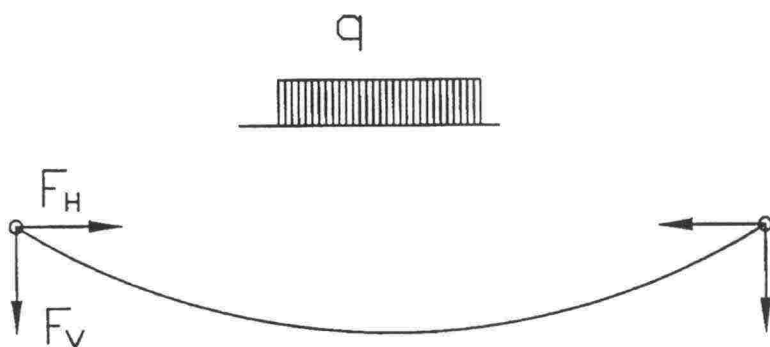
### 3.3 Johdinten kuormat

#### 3.3.1 Köysivoimat ja johdinten kiristys

Maadoitus- ja paluuvirtajohdin kiinnitetään pylvääseen kiinteästi. Ajojohdinta kannattelee pylvääseen tai muuhun kannatusrakenteeseen kiinnitetty kääntöorsi, joka pääsee kääntymään vaakatasossa. Kääntöorsi välittää kiinnityskohtaansa rataa vastaan kohtisuoria sekä pystysuuntaisia voimia. Kääntöorsi ei välitä pylvääseen radansuuntaisia voimia. Rataa vastaan kohtisuorat voimat aiheutuvat johdinten vaakageometrian muutoksesta, joka voi johtua radan geometriasta, ajolangan siksakista tai ankkuroinnista.

#### Köysivoima

Köysivoima on johtimen suuntainen voima, josta aiheutuu köyden kiinnityskohtaan vaaka- ja pystysuuntaista voimaa. Mikäli johtimen riippuma on pieni, vaakavoiman suuruus lähenee köysivoiman suuruutta. Ajojohdinten köysivoiman voidaan olettaa olevan vakio, koska se kiristetään erillisin kiristyslaittein. M-johdin ja paluuvirtajohdin kiristetään asennusvaiheessa haluttuun kireyteen, joka määräytyy asennuslämpötilan perusteella. M-johdinten ja paluuvirtajohdinten köysivoima määräytyy jänteen, riippuman, johdintyyppin ja kuormituksen perusteella. Köysivoima voidaan määrittellä laskennallisesti tai erillisten taulukoiden perusteella. Kun johdin, sen nollasääjännitys ja ekvivalenttijänne ovat samat eri puolilla pylväästä eikä pylvään viereisen jännevälin suhde ole suurempi kuin 1,5, voidaan olettaa, että köysivoiman vaakasuora komponentti on säätilasta ja johtimien kuormasta riippumatta sama eri puolilla pylväästä /31/. Kuvassa 3.4 on esitetty johtimen köysivoiman aiheuttama vaaka- ja pystyvoima kiinnityskohdassa.



Kuva 3.4 Johtimen köysivoimat kiinnityskohdassa.



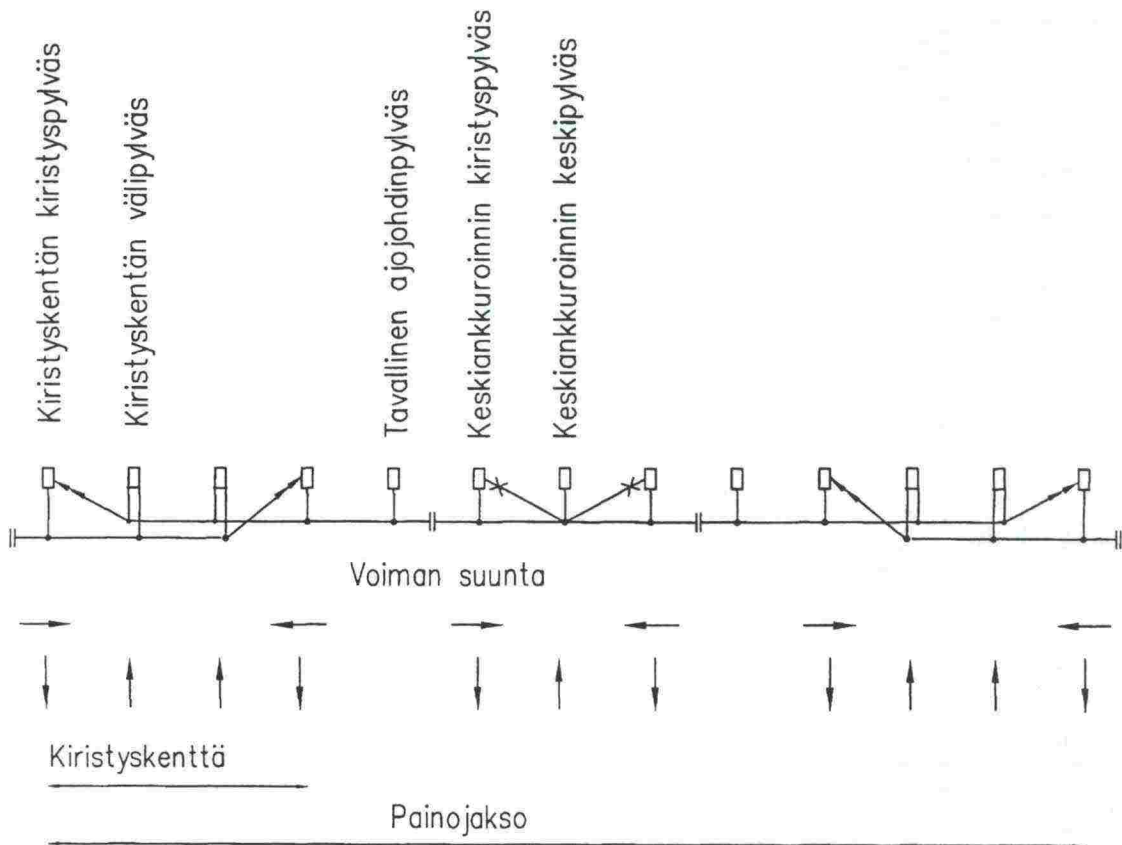
## Ajojohtimen kiristys

Jotta ajojohtimen asema ja siinä esiintyvät köysivoimat pysyisivät halutun suuruisina kaikissa lämpötiloissa, ajojohdin varustetaan kiristyslaitteilla. Kiristys tehdään yleensä enintään 1500 m painojaksoissa, joiden päissä kiristyslaitteet sijaitsevat. Varsinainen kiristysväli on yleensä enintään 750 m. Painojakson molemmissa päissä on kiristyskenttä, jossa peräkkäisten ajojohdinosien päät on viety toistensa ohi kiristyspylväille. Kiristyskenttä sisältää normaalisti siirtymäjänteen ja kaksi sivuunvientijännettä. Kuvassa 3.5 on esitetty ajojohtimen kiristysperiaate, kiristyksestä aiheutuvien voimien suunta sekä pylvästyyppien sijainti yhdessä painojaksossa.

Kiristysvoima saadaan aikaan yleensä erillisen 600–700 kg painon avulla. Kiristyslaite on kiinnitetty ankkurointipylvääseen. Ajojohdin koostuu ajolangasta ja kannattimesta, jotka kiristetään saman painon avulla. Kiristysvoima on 1000 kg ajolangalla ja 1000 kg kannattimella. Johdinta kannattelevien ripustusrakenteiden kitka sekä johtimen kulmanmuutokset aiheuttavat kiristysvoiman pienenemistä. Tämän vaikutus on kuitenkin niin pieni, että kiristysvoiman voidaan laskennassa olettaa olevan vakio koko kiristysvälin matkalla.

Ajojohtimen kiristys aiheuttaa kiristyskentän kiristyspylvääseen vaakavoiman, jonka suunta on sama kuin ajojohtimen suunta. Ankkuroinnin kohdalla ajolanka siirtyy radan keskilinjalta ankkurointipylväälle. Poikkeama on yleensä 3–4 m ja se määräytyy pylvään sijainnista rataa nähden. Ajojohtimen suunnanmuutos aiheuttaa kiristyskentän välipylvääseen rataa vastaan kohtisuoran voiman.

Painojakson keskivaiheilla on kaksiankkurointi, johon ajojohdin kiinnitetään keski-ankkurointiköyden avulla. Köyden toinen pää on kiinnitetty kiristyspylvääseen ja toinen pää kääntöorren kannattimeen. Ajojohtimen kiristys ei normaaliolosuhteissa aiheuta suuria vaakakuormia ankkurointipylväisiin, koska keskiankkuroinnin molemmiin puolin vaikuttavat yleensä saman suuruiset voimat, jotka kumoavat toisensa. Keskiankkurointi mitoitetaan kuitenkin tilanteelle, jossa ajolangan oletetaan katkeavan ankkuroinnin toiselta puolen. Tällöin keskiankkuroinnin kiristyspylvään on vastaanotettava ajojohtimen suuntainen vetovoima ja keskiankkuroinnin keskipylvään on vastaanotettava rataa vastaan kohtisuora voima, joka aiheutuu ajojohtimen suunnanmuutoksesta.



Kuva 3.5 Painojaksossa esiintyvät pylvät.

### Maadoitus- ja paluuvirtajohtimen kiristys

Maadoitus- ja paluuvirtajohtimissa ei ole erillistä pysyvää kiristyslaitetta, joten niiden kireys vaihtelee lämpötilan ja kuormituksen mukaan. Johtimet kiristetään asennuksen yhteydessä tiettyyn kireyteen, joka määritellään asennusaikaisen lämpötilan, johdintyypin ja jänteen perusteella.

#### 3.3.2 Jääkuorma

Jääkuorma on pystysuuntainen viivakuorma, joka kohdistuu ajolankaan, kannattimeen sekä muihin johtimiin. Jääkuorma lisää johtimen köysivoimaa ja täten myös johtimesta kiinnityskohtaansa aiheutuvia vaaka- ja pystyvoimia.

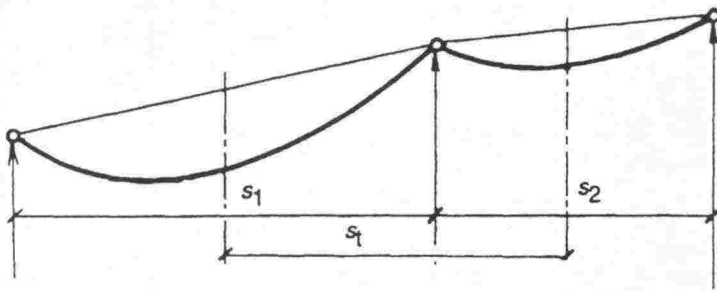
Johtimen jääkuorma aiheuttaa johtimen kiinnityskohtaan pystysuuntaisen voiman sekä köysivoiman lisäyksen aiheuttaman vaakasuuntaisen voiman, jonka suuruus ja suunta määräytyvät johtimen suunnanmuutoksen perusteella.

### 3.3.3 Tuulikuorma

SSR:n mukaan johdinten tuulikuorma on  $350 \text{ N/m}^2$ . Johtimilla tarkoitetaan tässä yhteydessä ajojohdinta, paluujohdinta ja M-johdinta. Ajojohdin koostuu kannattimesta ja ajolangasta. Johtimiin oletetaan kohdistuvan vain rataa vastaan kohtisuoraan vaikuttava tuulikuorma. Radan suuntaisesti vaikuttavaa tuulikuormaa ei oteta huomioon. Johdin aiheuttaa kiinnityskohtaansa vaakasuoran tuulen suuntaisen voiman, jonka suuruus on sama kuin johtimen tuulikuorma tuulijänteen pituudelta. Tuulijänne ( $s_t$ ) on pylvään viereisten jänneiden keskipisteiden tuulta vastaan kohtisuoraan mitattu väli /31/ (kuva 3.6). Tuulikuorma aiheuttaa johtimessa myös köysivoiman lisäyksen, minkä vaikutus arvioidaan tapauskohtaisesti.

$$s_t = \frac{1}{2} (s_1 + s_2) \quad (3.1)$$

$s_t$  tuulijänne  
 $s_1$  ja  $s_2$  pylvään viereiset jännevälit



Kuva 3.6 Tuulijänteen määrittäminen /51/.

Vahvavirtailmajohdantomääräysten mukaan harusköyden, pyörötangon, putken tms. pyöreän rakenteen, jonka halkaisija on alle  $100 \text{ mm}$ , tuulikuorma on  $850 \text{ N/m}^2$ , joka on noin 2,5 kertaa SSR:ssä esitettyä kuormaa suurempi. Esitetty tuulikuorma on määritetty tuulen nopeudella  $v=33,2 \text{ m/s}$ , joka vastaa tuulenpainetta  $700 \text{ N/m}^2$ . Ilmatieteen laitoksen tekemän tutkimuksen ”Tuulen vaikutus liikkuvaan kalustoon” /15/ mukaan tuuli-indeksin maksimiarvojen keskiarvo vuosina 1885–1995 kolmiossa Helsinki-Vaasa-Kajaani on noin  $20 \text{ m/s}$ . Tutkimusten yhteydessä tehtyjen mittausten perusteella on havaittu, että puuskakerroin voi ääritilanteissa saavuttaa arvon 2,0, jolloin tuulen nopeudet voivat yltää arvoon  $27 \text{ m/s}$ .

Johdinten tuulikuorma on SSR:n mukaan oleellisesti pienempi kuin Vahvavirtailmajohdantomääräysten mukainen tuulikuorma. SSR:n tuulikuorma vastaa tuulenpainetta  $288 \text{ N/m}^2$ , joka puolestaan vastaa tuulen nopeutta  $14 \text{ m/s}$ . Todellisuudessa yhtäjaksoisen tuulikuorman huippuarvo on oleellisesti pienempi kuin edellä esitettyjen puuska-kuormien huippuarvot. Täten SSR:n mukaisten tuulikuormien käyttö voi olla perusteltua etenkin, kun tuulikuorman oletetaan vaikuttavan samanaikaisesti kaikkiin johtimiin koko johtimen pituudelta.



### 3.3.4 Lämpötilakuorma

Johdinten lämpötilakuorma on +50 °C. Asennuslämpötila voidaan määritellä SSR:ssä esitetyn kuormitustapaustaulukon mukaan (taulukko 3.2). Kuormitustapaustaulukossa esitettyjä lämpötiloja voidaan pitää lämpötilakuormina, vaikka ne ovat erillään varsinaisesta kuormitustaulukosta. Lämpötilakuormalla +50 °C johtimen pituus ja täten myös riippuma ovat suurimmillaan ja johtimesta aiheutuva köysivoima pienimmillään. Lämpötilakuormalla -40 °C johtimen riippuma on vastaavasti pienimmillään ja johtimen köysivoima suurimmillaan. Asennuslämpötila on taulukon mukaan -20 °C.

*Taulukko 3.2 Kannatusrakanteiden kuormitustapaukset /31/.*

Kuormitustapaus	Jääkuorma	Lämpötila [°C]	Tuulikuorma
KT I	On	± 0	Ei
KT II	Ei	-20	⊥ johto
KT III	Ei	-20	johto
KT IV	Ei	-40	Ei (pakkanen)
KT V	Ei	-20	Ei (asennus)

### 3.3.5 Asennuskuorma

Asentajan painoksi oletetaan 100 kg. Asennuslaitteiden painot sekä pylvästä ja johtimia asennettaessa esiintyvät muut voimat ja niiden vaikutus on selvitettävä erikseen. /51/

### 3.3.6 Johtimen katkeamisesta aiheutuva kuorma

Vahvavirtailmajohdomääräysten mukaan johtimen katketessa viereisen jänteen vastaava johdin aiheuttaa kiinnityskohtaansa vaakasuoran johtimen suuntaisen voiman ja pystysuuntaisen voiman. Johtimen suuntaisen voiman suuruus on riippueristimeen tai riippupidikkeeseen kiinnitetyssä johtimessa sama kuin nollasään köysivoima ja muulla tavoin kiinnitetyssä johtimessa 0,8 kertaa nollasään köysivoima. Pystysuuntaisen voiman suuruus on sama kuin johtimen paino painojänteen pituudelta. Painojänne on pylväältä viereisten jänneiden alimpaan kohtaan mitattujen vaakasuorien etäisyyksien summa.

Johtimen katkeamisen vaikutus lasketaan lämpötilassa 0°C. Katkenneen johtimen puolella olevan painojänteen osan pituudeksi voidaan ottaa korkeus johtimen kiinnityskohdasta maahan. SSR:n mukaan lujuuslaskelmissa ei tarvitse ottaa huomioon paluujohtimen katkeamisesta aiheutuvaa köysivoimaa.

### 3.3.7 Muut kuormat

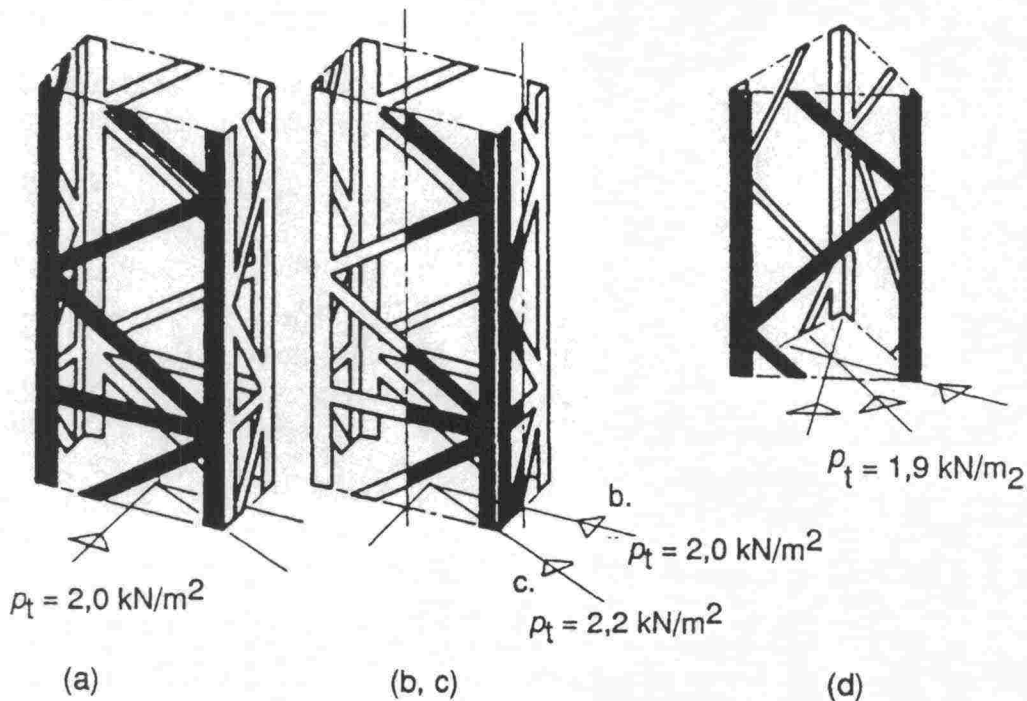
SSR:n mukaan orren päällä, orren suuntaisina kulkevia johtimia varten tai muiden orsiin kiinnitettävien laitteiden varalle on portaaliarren mitoituksessa otettava huomioon lisäkuorma 150 N/m.

### 3.4 Kannatusrakenteiden ja varusteiden tuulikuorma

Muototangoista tehdyn, poikkileikkaukseltaan neliön suorakaiteen tai tasasivuisen kolmion muotoisen tai muun vastaavanlaisen ristikkorakenteen tuulikuorma lasketaan tuulipinnan tulona seuraavin perustein /31/:

- Kun tuuli käy kohtisuoraan poikkisuoraan poikkileikkaukseltaan suorakaiteenmuotoisen ristikon leveämpään sivutasoon tai neliönmuotoisen ristikon sivutasoon (kuva 3.7a), otetaan tuulipinnaksi rakenteen kapeamman ja leveämmän sivutason pintojen keskiarvo ja tuulipaineeksi  $2,0 \text{ kN/m}^2$ .
- Kun tuuli käy kohtisuoraan poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoisen ristikon kapeampaan sivutasoon (kuva 3.7b), otetaan tuulipinnaksi rakenteen kapeamman ja leveämmän sivutason pintojen keskiarvo ja tuulipaineeksi  $2,0 \text{ kN/m}^2$ .
- Kun tuuli käy lävistäjän suunnassa poikkileikkaukseltaan neliön tai suorakaiteen muotoisen ristikon tasoihin (kuva 3.7c), otetaan tuulipinnaksi tuulen kohtaamien rakenteen vierekkäisten sivutasojen pintojen keskiarvo ja tuulipaineeksi  $2,2 \text{ kN/m}^2$ .
- Kun poikkileikkaus on tasasivuisen kolmion muotoinen (kuva 3.7d), otetaan tuulen suunnasta riippumatta tuulipinnaksi yhden sivutason rakenteen pinta ja tuulipaineeksi  $1,9 \text{ kN/m}^2$ .

Tapauksissa a...d saa tuulipintaa laskettaessa ottaa pyörötangoista tai pyöreistä putkista tehtyjen ristikon osien tuulipinnan 0,75-kertaisena.



Kuva 3.7 Tuulipaine ristikkorakenteeseen /51/.

SSR:n mukaan muiden kuin edellä mainittujen rakenteiden tuulikuorma lasketaan niiden tuulipinnan ja seuraavassa ilmoitetun tuulenpaineen tulona (kohdat f ja g) tai pituuden ja pituusyksikköä kohti ilmoitetun tuulivoiman tulona (kohta h):

- f. Muototanko, sahattu puutavara, u-tangoista tehty orsi, suorakulmaputki, pylväässä oleva muuntaja tms. kulmikas rakenne **1,15 kN/m<sup>2</sup>**
- g. Harusköysi, pyörötanko, putki tms. pyöreä rakenne, jonka halkaisija on alle 100 mm **0,85 kN/m<sup>2</sup>**
- h. Eristinketju, pylväspuu, putki tms. pyöreä rakenne, jonka halkaisija on 100...350 mm **80 N/m**

Jos osan etäisyys on yli 30 m, edellä esitetyn mukaan lasketut tuulikuormat on kerrottava seuraavilla luvuilla:

- 30...50 m etäisyydellä maan pinnasta: 1,2
- 50...80 m etäisyydellä maan pinnasta: 1,5
- yli 80 m etäisyydellä maan pinnasta: 1,8

Rakenteen tuulipinnalla tarkoitetaan sen projektiopintaa tuulta vastaan kohtisuoralle tasolle.

Orren tuulikuormaksi johdon suuntaan voidaan olettaa 1/3 siitä kuormasta, jonka johdon suuntainen tuuli aiheuttaisi.

Edellä esitetyt tuulikuormat enintään 30 m etäisyydellä maan pinnasta perustuvat tuulen nopeuteen  $v=33,2$  m/s, joka vastaa nopeuspainetta  $p_w=700$  N/m<sup>2</sup>.

Yleensä oletetaan tuulen käyvän johdon yleissuuntaan nähden poikittain. Yksirunkoisissa ristikkopylväissä, joissa pylväsrunгон tuulikuorma aiheuttaa pääosan pylvään rasituksista, on syytä tutkia myös rungon lävistäjän ja erikoistapauksissa johdonkin suuntainen tuuli.

### 3.5 Kuormitusten laskentakäytäntö

Kannatusrakenteiden kuormitustapaukset on esitetty taulukossa 3.2. Asennuksesta tai johtimen katkeamisesta aiheutuvaa kuormitusta ei ole määritelty SSR:ssä. Vahvavirta-ilmajohtomääräysten mukaan kuormitukset ovat seuraavat.

#### Asennuskuormitus

- a. omapaino
- b. johtimen aiheuttamat kuormat asennussäällä
- c. asentajien ja asennuksen aiheuttamat kuormat.

#### Johtimen katkeamisesta aiheutuva kuormitus

- a. omapaino
- b. avojohdon yhden johtimen (yksittäisen virta- tai ukkosjohtimen taikka nippujohtimen osajohtimen) katkeamisesta aiheutuvat kuormat
- c. muiden johtimien aiheuttamat kuormat nollasäällä.



SSR:n mukaan lujuuslaskelmissa ei tarvitse ottaa huomioon paluujohtimen katkeamisesta aiheutuva köysivoimaa. Maadoitusjohtimen katkeamisesta ei ole erillistä mainintaa. Ajojohtimen ajolanka ja kannatin on kiristetty noin 1000 kg voimalla. Ajolangan tai ajojohtimen katkeaminen muuttaa köysivoimien tasapainoa keski-ankkuroinnin molemmiin puolin siten, että ehjän osuuden köysivoima siirtyy kokonaisuudessaan keskiankkuroinnille. Keskiankkurointi mitoitetaan käytännössä ajolangan katkeamisesta aiheutuville kuormille. Maadoitusjohtimen katkeamista ei tutkita erikseen.

Kuormien laskeminen käsin on työlästä etenkin, jos pylväitä on paljon. Käytännössä mitoitus tehdään laskentataulukon tai tietokoneohjelman avulla. Laskentataulukot on tehty määrätyn tyyppisille, yleisesti käytössä oleville johdin- ja pylvästyypeille. Lisäksi pylväiden sijainti ja johdinten kiinnitys pylväisiin on vakio. Tietokoneohjelmalla voidaan laskea kaiken tyyppisten pylväiden kuormat kaikilla johdintyypeillä ja pylväiden ja johdinten sijainti voidaan määrittellä tapauskohtaisesti.

Taulukoiden ja tietokoneohjelmien käyttö edellyttää sähkölaitteiden ja -varusteiden tuntemusta. Taulukot ja tietokoneohjelmat on tehty ensisijaisesti pylväiden sekä pylväiden ja perustusten välisten pulttiliitosten kuormien laskentaan. Käytännössä perustuksille tulevat kuormat ovat kuitenkin samat kuin pylvään tyvikuormat, joten pylvään mitoitus varten laskettuja kuormia voidaan käyttää sellaisenaan myös perustusten mitoituksessa. Mitoituksessa on kuitenkin otettava huomioon, että perustuksen momenttikestävyys lasketaan perustuksen kiertokeskiön suhteen eikä perustuksen yläreunan suhteen, mihin pylväältä tulevat kuormat on redusoitu. Täten perustuksen mitoituksessa käytettävä momentti on pylvään tyvimomentin ja pylvään tyvässä vaikuttavan vaakakuorman aiheuttaman momentin summa.

Pylväiden mitoituksen ja niihin kohdistuvat kuormat määrittelee pylvässuunnittelija. Perustukset suunnittelee yleensä geoteknikko pylvässuunnittelijan määrittelemien kuormien, pylvästyypin sekä pohjatutkimustulosten perusteella.

### 3.5.1 Mitoitustaulukko

Ohjeessa ”Yksittäisen pylvään kuormitukset ja mitoitus” /50/ on esitetty pylväiden kuormien laskenta ja perustusten määrittely erilaisten taulukoiden avulla. Muuttuvan momentin ja kokonaismomentin arvot on laskettu seuraavissa eri tapauksissa:

- tavallinen ajojohdinpylväs (TAV)
- keskiankkurointipylväs (KA)
- keskiankkuroinnin kiristyspylväs (KAKir)
- kiristyskentän välipylväs (VÄL)
- kiristyskentän kiristyspylväs (KIR).

Ohjeen taulukoissa on esitetty kaksi momentin arvoa: ilman sulkeita oleva arvo vastaa normaalia paluujohdinta (2·O-lip) ja sulkeissa oleva K-johdinta (kiskonvarmistusjohdin) sekä paluujohdinta (yhteensä 3·O-lip).

Taulukon arvoja laskettaessa on tehty seuraavat oletukset:

- pylvään etureunan etäisyys raiteen keskiviivasta suoralla radalla on 3100 mm
- pylväsetäisyyden kaarteissa lasketaan SSR:n kohdan 2.31 mukaan
- ajolangan korkeus on kentissä 6550 mm ja muualla 6150 mm
- systeemikorkeus on 1600 mm
- siksak on suorallaradalla  $\pm 400$  mm, poikkeuksena on kiristyskentän välipylväs, jossa siksak määritellään piirustuksen LA5-150 mukaan
- siksak on kaarteissa sama kuin suoralla
- paluujohtimen (2·O·lip) sijainti pystytasossa määräytyy piirustuksen LA4-153/2 mukaan
- K-johtimen sekä paluujohtimen sijainti määräytyy piirustuksen LA4-153/22 mukaan.

Taulukoiden avulla voidaan määrittää I-pylvään sekä yksittäisen P- ja R-pylvään pysyvän tai muuttuvan kuorman momentti. Taulukoiden avulla saaduissa momenteissa ei ole mukana varmuuskerrointa eikä pylvään tuulikuormaa. Tuulikuorma määritellään pylvään tyyppin perusteella ja varmuus otetaan huomioon perustusten käytön rajoissa.

### 3.5.2 Mitoitusohjelma

Pylväiden ja perustusten kuormien laskentaan on kehitetty FORTRAN-kielinen tietokoneohjelma RPPM. Ohjelmalla voi laskea portaalien, ulokepylväiden sekä yksittäisten P- ja R-pylväiden kuormat. Ohjelmaan syötetään yksityiskohtaisesti kaikki kuormien laskentaan vaikuttavat lähtötiedot kuten johdinten tyyppi, laatu ja sijainti sekä pylvään tai portaalin korkeus ja etäisyydet. Ohjelman tulostaa perustusten mitoitus varten jalkojen kuormitukset eri sää- ja kuormatiloissa. Tulostuksessa esiintyvät voimat ja momentit ovat rakenteen mitoituksessa käytettäviä arvoja, joissa on mukana varmuuskerroin (1,4). Todelliset kuormitukset saadaan jakamalla arvot varmuuskertoimella. Ohjelman tulostusesimerkki on esitetty liitteessä 8.

Ohjelman nykyisestä versiosta ei ole olemassa kunnollista käyttöohjetta. Ohjelmaa ei myöskään ole dokumentoitu eri kehitysvaiheissa siten, että käyttäjä kykenisi varmuudella selvittämään ohjelman laskemien tulosten oikeellisuuden. Mikäli ohjelmaa käytetään pylväiden kuormien laskentaan, ohjelman antamien tulosten oikeellisuus pitää tarkistaa käsinlaskumenetelmillä. Tämä varmistaa myös ohjelman käyttäjän perehtyneisyyden ohjelman toimintaan.



## 4. KUORMIEN YHDISTELY JA VARMUUS

### 4.1 Kuormien yhdistely ja varmuus SSR:n mukaan

SSR:n /31/ mukaan kannatusrakenteiden mitoituksessa on otettava huomioon taulukossa 3.2 esitetyt kuormitustapaukset KT I - KT V. Tuulikuorma ja jääkuorma on määritelty erikseen. Lämpötilakuorma määräytyy taulukossa esitettyjen lämpötilojen perusteella. KT V:ssä esitetty lämpötila tarkoittaa myös asennuslämpötilaa, koska tuulikuormasarakkeessa on mainittu asennus erikseen. I-pylvään määräävänä kuormitustapauksena on yleensä KT II tai KT III. Muilla pylväillä määräävä kuormitustapaus on yleensä KT II.

Kuormitustapauksissa ei ole erikseen otettu huomioon oman painon vaikutusta. Sitä ei ole myöskään mainittu muissa yhteyksissä. Oman painon vaikutusta mitoitukseseen ei siten tarvitse ottaa huomioon. Vahvavirtailmajohtomääräysten /51/ mukaan omapaino on otettava huomioon kaikissa julkaisussa esitetyissä kuormitustapauksissa.

#### Varmuus

Perustuksen sallitun momentin laskennassa käytettävät varmuuskertoimet kaatumisen suhteen riippuvat SSR:n mukaan kuormituksen laadusta ja pylvään rakenteesta seuraavasti:

- Normaalisti käytetään varmuuskertoimenä taulukon 3.2 kuormitustapauksessa KT IV (pakkanen) arvoa **1,4** ja muissa kuormitustapauksissa arvoa **1,25**.
- Varmuuseroin on kuormitustapauksessa KT IV **1,8** ja muissa kuormitustapauksissa **1,8**, jos portaalin perustusten epätasainen painuma aiheuttaa lisärasituksia.

SSR:ssä esitetty sallittu momentti  $M_{sall}$  lasketaan jakamalla kriittisestä maanpaineesta ja pohjapaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti esitetyillä varmuuskertoimilla. Kriittiset pohjapaineiden arvot on esitetty Vahvavirtailmajohtomääräyksissä.

Vahvavirtailmajohtomääräysten mukaan sallitut jännitykset saadaan jakamalla kriittiset jännitykset varmuuskertoimilla **n**.

- asennus-, pakkas-, tuuli- ja jääkuormitukseen kuuluviin kuormiin paitsi pylvään omaan painoon nähden  **$n \geq 1,4$**
- pylvään omapainoon sekä johtimien katkeamisesta aiheutuvaan kuormitukseen kuuluviin kuormiin nähden  **$n \geq 1,05$**

Varmuuskertoimet ovat likimain saman suuruisia kuin SSR:ssä esitetyssä menetelmässä. Sallittu pystyssä pitävä momentti lasketaan saatujen sallittujen jännitysten perusteella. Mikäli varmuuskertoimet valitaan yhtä suuriksi, sallittu momentti on sama molemmissa menetelmissä. SSR:n mukaista laskentamenetelmää voidaan täten pitää sallittujen jännitysten menetelmänä.



Pohjarakennuksen normien A45 /25/ mukaan sallittujen pohjapaineiden on oltava sellaisia, että varmuus maapohjan murtumista vastaan on riittävän suuri ja maapohjan kokoonpuristumisesta johtuvat muodonmuutokset eivät aiheuta haitallisia jännityksiä ja liikkumisia suunnitellun perustuksen varassa tai sen ulkopuolella oleviin rakenteisiin.

Sallittujen jännitysten voidaan olettaa olevan sellaisia, että maassa tapahtuvat muodonmuutokset ovat kimmoisia. Vahvavirtailmajohtomääräysten mukaan sallittujen jännitysten laskennassa käytettävä varmuuskerroin on pienimmillään  $n=1,05$ . Tällöin sallitut jännitykset ovat likimain kriittisten jännitysten suuruisia. Mikäli sallittujen jännitysten oletetaan olevan tietyllä varmuudella myötöjännityksiä pienempiä, kriittisen jännityksen voidaan olettaa olevan yhtä suuri kuin myötöjännitys.

4.2 Kuormien yhdistely ja varmuus nykyisten ohjeiden mukaan

4.2.1 Geotekninen kantavuus

Maavaraisen pylväasperustuksen geotekninen kantavuus on se pohjapaine, jolla on riittävä varmuus maapohjan murtumista vastaan ja jolla perustuksen kiertymät pysyvät sallituissa rajoissa. Geotekninen kantavuus määritellään täten murtotilan ja käyttötilan mitoituksen perusteella (kuva 4.1).

GEOTEKNINEN KANTAVUUS	
MURTOTILA	KÄYTTÖTILA
Varmuuden maapohjan murtumista vastaan on oltava riittävä	Perustuksen kiertymien ja siirtymien on pysyttävä sallituissa rajoissa
Osavarmuuskertoimet $\gamma \neq 1,0$	Osavarmuuskertoimet $\gamma = 1,0$

Kuva 4.1 Geoteknisen kantavuuden mitoitusperiaatteet.

Perustuksen geotekniseen kantavuuteen vaikuttavat maapohjan lujuus- ja kokoonpuristuvuusominaisuudet, perustuksen mitat, perustamissyvyys, ylärakenteen muodonmuutosten sietokyky sekä kuormituksen suuruus, sijainti ja suunta. Osa esitetyistä tekijöistä vaikuttaa ensisijaisesti murtotilan mukaiseen momenttikapasiteettiin ja osa käyttötilan mukaisiin kiertymiin.

Pylväasperustusten kiertymä-momentti-kuvaajan voidaan olettaa olevan likimain samanmuotoinen laboratorio-olosuhteissa tehtyjen suorien puristuskokeiden mukaan määritetyn siirtymä-voima-kuvaajan kanssa. Perustuksen kiertymä-momentti-kuvaajasta voidaan täten erottaa kolme eri aluetta (kuva 4.2).

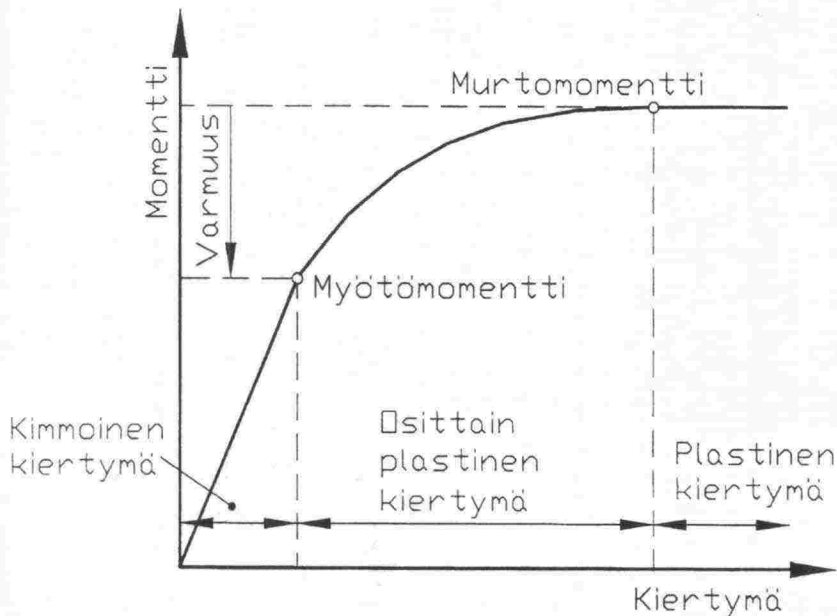
- I: Kimmoinen kiertymä  
Kiertymä-momentti-kuvaaja on lähes lineaarinen. Kiertymien suuruus voidaan laskea kimmotilaan perustuvilla laskentakaavoilla.

## II: Osittain plastinen kiertymä

Kiertymä-momentti-kuvaaja on parabolinen. Perustuksen ympärillä oleva maa on osittain plastisessa tilassa. Perustuksen kiertymänopeus kasvaa momentin kasvaessa. Kiertymien suuruus ei ole suhteessa momentin suuruuteen. Kiertymiä ei voida arvioida kuten alueella I.

## III: Plastinen kiertymä

Kiertymä-momentti-kuvaaja voidaan olettaa vaakasuoraksi. Perustuksen ympärillä oleva maa on kokonaan plastisessa tilassa. Perustuksen kiertymät kasvavat vakiomomentilla.



Kuva 4.2 Maan idealisoitu momentti-kiertymä-kuvaaja.

Perustuksen kiertymät lasketaan yleensä kimmotilassa. Murtotilan ja riittävän ideaalisen kimmotilan välissä on alue, jossa maa on osittain plastisessa tilassa. Välialueella eivät kimmoteorian olettamuksilla lasketut kiertymät pidä enää paikkaansa. Jos esimerkiksi anturaperustuksen momenttikapasiteetti määritetään murtotilassa, siirrytään varmuuskertoimien avulla plastisen alueen yli kimmoiselle alueelle, jolloin kiertymien laskenta kimmoteorian mukaisesti pitää riittävän hyvin paikkansa. Varmuuden on oltava vähintään murtomomentin ja myötömomentin suhde, koska pysyvät rakenteet on mitoitettava myötöjännitystä pienemmillä jännityksillä. Tai päinvastoin jännitysten ollessa myötörajan alapuolella varmuus maan murtumista vastaan on yleensä riittävä.

### 4.2.2 Rajatilamenetelmä

Pohjarakennusohjeiden /43/ mukaan geotekninen ja rakenteellinen mitoitus on tehtävä siten, että itse pohjarakenteilla sekä niiden varassa olevilla rakenteilla on riittävä varmuus sortumista, murtumista, halkeilua sekä liian suurilla kimmoisilla tai plastisilla muodonmuutoksia vastaan. Myös maapohjan varmuuden murtumista tai liian suurilla muodonmuutoksia vastaan on oltava riittävä. Perustusten pohjarakenteiden mitoituksessa suositellaan käytettäväksi rajatilamenetelmää.

Rajatilamenetelmää käytettäessä mitoitus tehdään sekä murto- että käyttörajatilassa. Murtorajatilassa osoitetaan, etteivät laskentakuormien aiheuttamat rasitukset ylitä rakenteen tai maapohjan kapasiteettia. Käyttörajatilatarkastelussa osoitetaan, etteivät ominaiskuormien aiheuttamat muodonmuutokset ja siirtymät ylitä annettuja rajoja.

Murtotila

Murtorajatilamitoituksessa maan lujuusparametrien laskenta-arvo saadaan jakamalla ominaisarvot taulukossa 4.1 esitetyillä osavarmuusluvulla. Kuorman osavarmuuslukuina pitää käyttää Suomen rakentamismääräyskokoelman RakMK B1 /59/ määräyksissä esitettyjä osavarmuuslukuja. Täten laskentakuorma  $F_d$  voidaan murtorajatilatarkasteluissa laskea seuraavasti:

$$\left. \begin{matrix} 1,2 \\ 0,9 \end{matrix} \right\} g + 1,6q_k + 1,6q_{klumi(tuuli)} + \sum 0,8q_k$$

- $g$  pysyvä kuorma
- $q_k$  yksi muuttuva kuorma, joka ei ole lumi- tai tuulikuorma
- $q_{klumi(tuuli)}$  lumi- tai tuulikuorma
- $q_k$  muut muuttuvat kuormat

Varmuuskerroin ja kuormayhdistelmä valitaan siten, että saadaan määräävä vaikutus. Rinnakkaisista pysyvän kuorman kertoimista valitaan koko rakenteelle se, joka antaa määräävän vaikutuksen. Maan ja tukirakenteen painon osavarmuuslukuina geoteknisessä mitoituksessa, esimerkiksi maanpainetta, vakavuutta, kantokykyä, tukimuurin tai perustuksen kaatumista yms. laskettaessa käytetään  $\gamma_g=1,0$ . Maan painon osavarmuuslukuna kantavan rakenteen rakenteellisessa mitoituksessa käytetään  $\gamma_g = 1,2$  tai  $\gamma_g = 0,9$ . Maanpainekuorman osavarmuus otetaan huomioon maakerrosten lujuudelle käytettyjen osavarmuuslukujen kautta. Tämän lisäksi maanpainekuormalle ei oteta muuta varmuutta, joten osavarmuusluvuksi kuormana otetaan  $\gamma = 1,0$ .

Taulukko 4.1 Perustusten mitoituksessa käytettävät maakerrosten lujuusparametrien osavarmuusluvut murtorajatilassa /43/.

Kertoimen kohde	Osavarmuusluku	Varmuusluvun käyttö
<b>Kitka</b> (anturoiden ja paalujen kantokyky)	1,25	$\tan \varphi_d = \tan \varphi / \gamma_\varphi$ , $\varphi$ on kitkakulman ominaisarvo $\varphi_d$ on kitkakulman laskenta-arvo
<b>Koheesio</b> (vakavuus ja maanpaine; työnaikaiset rakenteet)	1,5	$c_d = c / \gamma_c$ $c$ on koheesio ominaisarvo $c_d$ on koheesio laskenta-arvo
<b>Koheesio</b> (anturoiden kantokyky)	1,75	



## Käyttötila

Käyttörajatilassa ovat kaikki osavarmuusluvut  $\gamma = 1,0$ .

### 4.2.3 Sallittujen jännitysten menetelmä ja kokonaisvarmuuslukumenetelmä

Pohjarakennusohjeiden mukaan sallittujen jännitysten menetelmää käytettäessä rakenteet suunnitellaan siten, että ominaiskuormien aiheuttamat jännitykset ja muodonmuutokset pysyvät sallituissa rajoissa. Sallitut jännitykset määritellään murtojännitykseen nähden siten, että saadaan riittävä kokonaisvarmuus.

Kokonaisvarmuuslukumenetelmällä voidaan määrittää rakenteen kokonaisvarmuus ominaiskuormien aiheuttamien jännitysten ja vastaavan kapasiteetin suhteen. Perustuksen kantokykyä laskettaessa kokonaisvarmuuden on oltava yli 2,0.

## 4.3 Suositeltava kuormien yhdistely- ja varmuusmenettely

Perustukset on suositeltavaa mitoittaa Pohjarakennusohjeiden mukaisella rajatila-menetelmällä, jolloin perustus mitoitetaan siten, että se täyttää murto- ja käyttörajatilan mukaiset vaatimukset.

### Murtorajatila

Murtorajatilassa lasketaan perustuksen myötökuorma. Myötökuorman laskenta-periaatteet on esitetty kappaleessa 6. Perustus mitoitetaan siten, että laskettu myötökuorma on suurempi kuin laskentakuorma. Laskentakuorma saadaan kertomalla ominaiskuormat SSR:ssä esitetyillä varmuuskertoimilla (kappale 4.1). Murtorajatilan mukaisessa mitoituksessa varmistetaan, että ominaiskuormat ovat riittävällä varmuudella myötökuormia pienempiä. Tällöin perustusten kiertymien ja siirtymien voidaan olettaa olevan riittävällä varmuudella kimmoisalla alueella.

### Käyttörajatila

Käyttörajatilassa osoitetaan, että ominaiskuormien aiheuttamat kiertymät ja siirtymät eivät ylitä annettuja raja-arvoja. Käyttötilassa kaikki osavarmuusluvut ovat  $\gamma = 1,0$ . Perustuksen kiertymien ja siirtymien suuruutta voidaan arvioida kappaleessa 6. esitettyjen käsinlaskentamenetelmien tai FEM-laskentojen perusteella. Tämän tutkimuksen yhteydessä tehtyjen koekuormitusten perusteella tavanomaisten perustusten kiertymät myötömomenttia pienemmillä kuormilla ovat  $1\text{‰} - 2\text{‰}$ . Kyseinen kiertymä aiheuttaa ajolankojen tasossa 10–20 mm siirtymän.

Rautateiden pylväsperustuksien sallittua kiertymää ei ole erikseen määritelty perustuksia koskevissa suunnitteluohjeissa. SSR:n /31/ mukaan kannatusrakenteiden pysyvä taipuma ei saa ylittää  $1\text{‰}$  pylvään pituudesta ja muuttuva taipuma saa olla enintään 130 mm. Mikäli perustus ajatellaan osana pylvästä, perustuksen maksimikiertymää voidaan arvioida kannatusrakenteiden sallitun taipuman perusteella. Koska ajojohdinpylväät on epäedullista mitoittaa oleellisesti pienemmille taipumille kuin mitä on esitetty, perustusten maksimikiertymän voidaan olettaa olevan enintään 20–30  $\text{‰}$  kannatusrakenteiden kiertymästä. Tämän oletuksen perusteella rautateiden maan-

varaisten pylväsperustusten kiertymän suositeltava raja-arvo on  $2^{\circ}_{\infty} - 3^{\circ}_{\infty}$ . Ajojohdinpylvään ollessa tavanomaista jäykempi perustusten kiertymä voi olla myös esitettyä suurempi tai päinvastoin. Tutkimuksen yhteydessä tehtyjen koekuormitusten perusteella myötömomenttia vastaavat kiertymät ovat pienempiä kuin kiertymien suositeltu raja-arvo. Täten käyttötilan mukainen mitoitus ei olisi ollut määräävä. Kiertymien ja siirtymien laskentatarve on määriteltävä tapauskohtaisesti pohjaolosuhteiden, perustuksen tyyppin ja kuormituksen perusteella.

Sallittujen jännitysten menetelmässä oletetaan, että sallittu jännitys on maalajivakio. Todellisuudessa maan kyky vastaanottaa kuormitusta riippuu maanpinnan muodosta, maalajista, maan tiiviyydestä, kuormituksesta, perustuksen mitoista ja perustamissyvyydestä. Sallittujen jännitysten menetelmällä mitoitettun perustuksen varmuus maan myötäämistä vastaan ei ole tiedossa, koska sallittujen jännitysten määrittäisperusteet ovat epätarkat. Täten sallittujen jännitysten mukaisen mitoitusmenetelmän käyttäminen ei ole suositeltavaa.

## 5. PERUSTUKSEN MITOITUS SSR:N MUKAAN

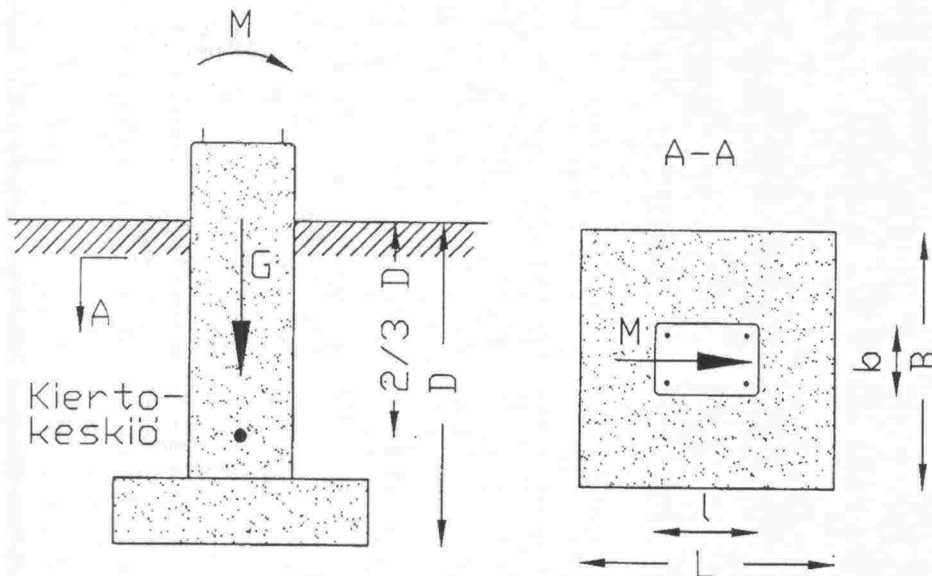
### 5.1 Laskentateoria

Rautateiden maanvaraiset pylväasperustukset suunnitellaan Vahvavirtailmajohtomääräysten A4 /51/ mukaan niiltä osin, mitä ei SSR:ssä ole erikseen esitetty. Vahvavirtailmajohtomääräyksissä ei ole esitetty pylväasperustusten momenttikapasiteetin laskentaan soveltuvia laskentamenetelmiä, vaan muilta osin kehoitetaan soveltamaan pohjarakennuksen normeja. SSR:ssä /31/ on esitetty anturallisen ja anturattoman perustuksen sallitun momentin laskentaan soveltuva laskentamenetelmä. Ohjeen mukaan maanvaraisten anturattomien ja anturallisten perustusten sallittu kaatava momentti lasketaan kaavoista:

$$M_{\text{sall}} = \beta \cdot \frac{M_v + M_p}{n} \quad (5.1)$$

$$M_v = \frac{p_v \cdot b \cdot D^2}{12} \quad (5.2)$$

$$M_p = G \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{2 \cdot G}{3 \cdot n \cdot B \cdot p_s} \right) \quad (5.3)$$



Kuva 5.1  $M_{\text{sall}}$  laskennassa käytettävien termien määrittäminen.



Kaavoissa käytettävien termien (kuva 5.1) merkitys:

$n$	varmuuskerroin kaatumisen suhteen
$M_{sall}$	ulkoinen kaatava momentti perustuksen kiertokeskiön suhteen
$M_v$	maanpaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti
$M_p$	perustuksen pohjapaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti
$G$	perustuksen ja sen yläpuolella olevien rakenteiden aiheuttama pystysuora voima [kN]; jos perustuksessa on antura, saadaan $G$ :hen laskea mukaan anturan päällä oleva maakartio, jonka leviämiskulma $\alpha$ on kitkamaalajeissa $25^\circ$ ja koheesiomaalajeissa $8^\circ$
$p_s$	sallittu pystysuora pohjapaine perustamistasossa [kN/m <sup>2</sup> ]; arvot saadaan Vahvavirtailmajohtomääräysten taulukosta 3.3-6
$p_v$	suurin sallittu sivupaine perustuksen alaraunassa $0,6 p_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]
$\beta$	kerroin, jonka arvo on sisäkaarteissa yli 2 m korkeassa penkereessä 0,6 ja muissa tapauksissa 1.

Mikäli suhde  $a_1/t \leq 0,65$ , jätetään  $M_p$  huomioonottamatta. Kun perustamissyvyys  $D$  ja leviämiskulma  $\alpha$  ovat suhteellisen suuria ja sallittu pohjapaine  $p_s$  suhteellisen pieni,  $M_p$  voi mennä negatiiviseksi. Tällöin voidaan ohjeen mukaan käyttää pienempää leviämiskulmaa (n.  $0^\circ$ ). Jos  $M_p$  on yhä negatiivinen, se jätetään huomioon ottamatta. Lisäksi on tarkistettava, onko paalutus tarpeen.

Jos anturalliseen perustukseen vaikuttaa samanaikaisesti sekä pitkittäinen ja poikittainen momentti, perustus on mitoitettava suuremman momentin suunnassa momenttien resultantin mukaan ja pienemmän momentin suunnassa kyseisen momentin mukaan.

Pylväiden on täytettävä Pohjarakennusohjeiden vaatimukset. Poikkeuksena on kuvan 2.3c) mukainen matala-anturallinen perustus, jossa haittavaikutukset on estetty lämmöneristeellä.

Sovellettaessa esitettyjä kaavoja standardiperustuksista poikkeavalla tavalla muotoiltuihin perustuksiin on otettava huomioon seuraavaa:

- perustuksen oletettu kiertokeskus on etäisyydellä  $2/3 D$  maanpinnasta
- passiivipaine kasvaa suoraviivaisesti syvyyden mukaan
- sivupaine on suoraan verrannollinen etäisyyteen perustuksen kiertokeskuksesta
- poikkileikkaukseltaan ympyränmuotoisilla anturattomilla perustuksilla  $L = B = 0,8 \times \text{halkaisija}$

Perustuksen sallittu momenttikapasiteetti muodostuu perustuksen pilariosaan kohdistuvasta maanpaineesta ja perustuksen anturaosaan kohdistuvasta pystyssä pitävästä momentista. SSR:n mukaan molemmat pystyssä pitävät momentit voidaan laskea suoraan yhteen, mikäli pohjan leveyden kaatavan voiman suunnassa ja perustamissyvyyden suhde on suurempi kuin 0,65. Muuten pohjapaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti jätetään huomioon ottamatta.

### 5.1.1 Anturaosan momenttikapasiteetti

Perustuksen pohjapaineesta aiheutuvan pystyssä pitävän momentin laskennassa voi SSR:n mukaan käyttää vahvavirtailmajohtomääräysten mukaisia arvoja (taulukko 5.1). Taulukossa on esitetty kriittisen pohjapaineen arvot eri maalajeille. Kappaleessa 4.1 on perustellusti todettu, että kriittisen jännityksen voidaan olettaa olevan yhtä suuri kuin maan myötöjännitys. Taulukosta 5.1 voidaan todeta, että pohjapaineiden ilmoitettu vaihteluväli on hyvin suuri. Suurimmat pohjapaineet ovat yli kaksinkertaisia pienimpiin pohjapaineisiin verrattuna.

Taulukko 5.1 Maalajien ominaisuudet /51/.

1	2	3	4	5	6	7
Maalaji	Tilavuuspaino		tan $\phi$	Kriittinen pohjapaine kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	k kN/m <sup>3</sup>
	kuivilla kN/m <sup>3</sup>	pohjavedessä kN/m <sup>3</sup>				
Koheesiomaat:						
- pehmeä, helposti muokattava savi	15...19	5...11		0...50...100	0...7	
- sitkeä, vaikeasti muokattava savi	15...19	5...11		100...150...200	7...15	
- kiinteä, kova savi	15...19	5...11		200...300...400	15...40	
Kitkamaat:						
- hietä	17...19	11	0,35...0,85	100...200...300		9...13
- hiekka	17...19	11	0,40...0,90	200...350...500		10...15
- sora	17...19	11	0,45...0,95	300...550...800		11...16
- moreeni	19...21	11...12	0,30...1,25	500...750...1000		9...16
- louhoskivitäyte	16...18	10...11	0,60...1,30	-		13...18

Vahvavirtailmajohtomääräysten mukaan pienimpiä taulukossa esitettyjä arvoja on yleensä käytettävä, kun perustuksen ja harusankkurin liikkumattomuudelle asetetaan suuret vaatimukset. Tällaisen perustuksen haitalliseksi kallistumaksi katsotaan 1/100. Suurimpia arvoja saa käyttää geoteknisen selvityksen perusteella maan ollessa häiriytymätöntä tai hyvin tiivistettyä. Julkaisussa ei ole esitetty muita ohjeita kriittisen pohjapaineen ylä- ja alarajan käytöstä. Julkaisussa ei myöskään oteta kantaa luiskan tai

pohjaveden vaikutuksesta mitoituseseen vaan kehoitetaan muilta osin soveltamaan voimassa olevia pohjarakennuksen normeja.

Perustuksen anturaosaan kohdistuvasta pohjapaineesta johtuvan pystyssä pitävän momentin oikeellisuutta voidaan arvioida kinemaattisesti luvallisen pohjapainejakauman perusteella. Oletetaan, että pohjapaine jakautuu perustuksen alla kolmiomaisesti (kuva 5.3) ja lasketaan pohjapaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti.

Tasapainoehdon mukaan pohjapaineen resultantin on oltava yhtä suuri kuin perustuksen ja maan paino. Merkitään perustuksen ja maan paino  $G$  yhtä suureksi pohjapaineen kanssa ja ratkaistaan pohjapaineen jakautumisleveys  $x$ .

$$G = 1/2 \cdot x \cdot B \cdot p_s \quad (5.4)$$

$$\Rightarrow x = \frac{2 \cdot G}{B \cdot p_s} \quad (5.5)$$

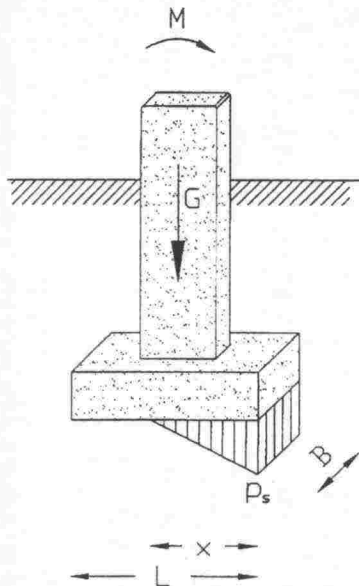
Tasapainoehtojen mukaan perustukseen kohdistuvan ulkoisen momentin kiertokeskiön suhteen on oltava yhtä suuri kuin pohjapaineen aiheuttama momentti kiertokeskiön suhteen.  $M_p$  on täten:

$$M_p = G \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{x}{3} \right) \quad (5.6)$$

Kun sijoitetaan laskettu  $x$   $M_p$ :n yhtälöön, saadaan perustuksen pohjapaineesta aiheutuva pystyssä pitävä momentti muotoon:

$$M_p = G \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{2 \cdot G}{3 \cdot B \cdot p_s} \right) \quad (5.7)$$





Kuva 5.2 Momentista aiheutuva kolmiomainen pohjapainejakauma.

Laskettu  $M_p$  on yhtä suuri kuin SSR:ssä esitetty  $M_p$ , joten perustuksen pohjapaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti on oletettavasti määritelty kolmiomaisen pohjapainejakauman perusteella.

### 5.1.2 Pilariosan momenttikapasiteetti

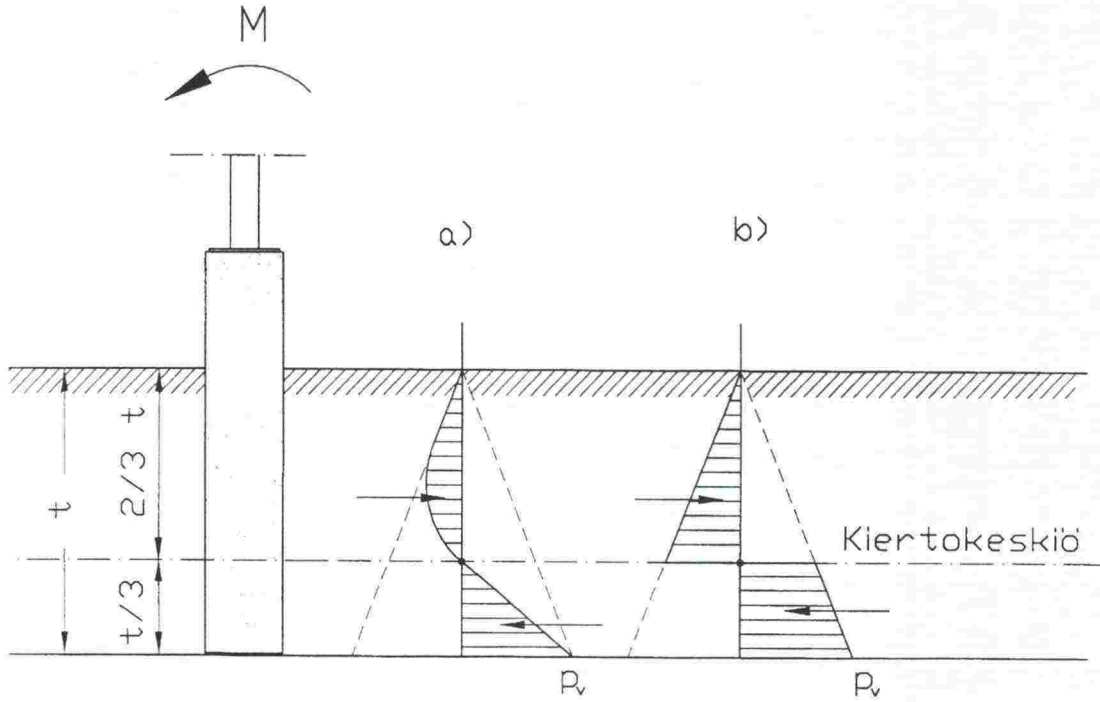
Oletetaan, että pilariosa ja anturaosa toimivat erillisinä ja kiertokeskiö sijaitsee  $2/3$  perustamissyvyyden etäisyydellä maanpinnasta, kuten SSR:ssä on esitetty. Kirjallisuudessa esitettyjen koekuormitusten perusteella kiertoakeskiön on todettu sijaitsevan  $2/3$ – $3/4$  perustamissyvyyden etäisyydellä maan pinnasta. Kiertokeskiön siirtyessä syvemmälle kuin  $2/3$  perustamissyvyys, maanpaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti kasvaa. Tämän perusteella SSR:n mukaan valitun kiertoakeskiön sijainnin käyttö laskelmissa antaa todellista pienempiä arvoja, eli laskenta on tältä osin hieman varmallalla puolella.

Perustus kiertyy kiertoakeskiönsä ympäri. Mikäli oletamme, että maanpaine kehittyy perustuksen ympärillä siirtymän funktiona, maan käyttäytyminen on lineaarisesti kimmoisaa ja maanpaine maanpinnalla on nolla, kinemaattisesti luullinen maanpainejakauma on kuvan 5.3a) mukainen. Mikäli oletamme, että perustukseen vaikuttavan vaakavoiman vaikutus on merkityksetön ja että kiertoakeskiön ylä- ja alapuolella vaikuttavat maanpaineresultantit aiheuttavat kiertoakeskiöön yhtä suuren momentin, maanpaineesta aiheutuva pystyssä pitävä momentti voidaan laskea seuraavasti

$$M_v^{LI} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot D \cdot p_v \cdot b \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{3} \cdot D = \frac{2}{27} \cdot p_v \cdot b \cdot D^2 \quad (5.8)$$

Mikäli oletamme, että maanpaine kehittyy perustuksen ympärillä siirtymän funktiona, maa plastisoituu osittain ja maanpaine maan pinnalla on nolla, maanpainejakauma on kuvan 5.3b) mukainen. Perustukseen maanpaineesta aiheutuva pystyssä pitävä momentti voidaan tällöin laskea seuraavasti:

$$M_v^{L2} = 2 \cdot b \cdot \left( \frac{1}{3} \cdot D \cdot \frac{2}{3} \cdot p_v \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot D + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot D \cdot \frac{1}{3} \cdot p_v \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{3} \cdot D \right) = \frac{8}{81} \cdot p_v \cdot b \cdot D^2 \quad (5.9)$$



Kuva 5.3 Momentti kuormitettuun perustukseen kohdistuva maanpainejakauma.

Todennäköistä on, että perustuksen ympärillä oleva maa plastisoituu osittain. Tällöin maanpainejakauma on kuvien 5.3a) ja b) mukaisten jakaumien välimuoto ja maanpaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti on likimain laskettujen momenttien keskiarvo:

$$M_v^t = \frac{M_v^{L1} + M_v^{L2}}{2} \approx \frac{1}{12} \cdot p_v \cdot b \cdot D^2 \quad (5.10)$$

SSR:n mukaisen maanpaineen aiheuttaman pystyssä pitävän momentin voidaan todeta olevan saman suuruinen kuin edellä laskettujen momenttien keskiarvo. SSR:n laskentamenetelmässä olevan maanpainejakauman voidaan olettaa olevan likimain esitettyjen maanpainejakaumien keskiarvo, joten maan oletetaan plastisoituvan osittain.

### 5.1.3 Luiskan vaikutus

SSR:n mukaan luiskan vaikutus sallittuun momenttiin otetaan huomioon kertomalla maanpaineesta ja pohjapaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti kertoimella  $\beta$ , jonka arvo on sisäkaarteissa yli 2 m korkeassa penkereessä 0,6 ja muissa tapauksissa 1,0. Kuorman suunnan vaikutusta kertoimen suuruuteen ei ole erikseen käsitelty. Kuormituksen oletetaan vaikuttavan radalta poispäin, koska  $\beta$  määrittelyssä on mainittu sisäkaarre erikseen. Ratajohdoista aiheutuvien vaakavoimien suunta sisäkaarteissa on radalta poispäin. Kaarten ollessa loiva pystykuormien aiheuttama momentti radalle

päin voi kuitenkin olla suurempi kuin ratajohtojen aiheuttama momentti radalta poispäin. Täten kertoimen  $\beta$  määrittelyssä esitetty sisäkaarre ei sisällä tietoa siitä, mihin suuntaan momentin oletetaan vaikuttavan. Luiskan vaikutus on kuitenkin erilainen kuormituksen vaikuttaessa radasta poispäin tai rataa päin. Mikäli luiskan vaikutus halutaan ottaa huomioon kertoimen  $\beta$  avulla, sen suuruuden pitäisi vaihdella kuormituksen suunnan eikä radan vaakageometrian mukaan.

Luiskan oletetaan vaikuttavan samalla tavalla perustuksen anturaosan ja pilariosan toimintaan. Anturaosan ja pilariosan aiheuttamat maanpaineet ja pohjapaineet sekä niiden aiheuttamat murtomekanismit ovat keskenään täysin erilaiset, joten myös luiskan vaikutus perustuksen momenttikapasiteettiin on erilainen perustuksen anturaosalla kuin pilariosalla. Kirjallisuudessa esitettyjen teoreettisten tulosten ja koekuormitustulosten perusteella voidaan olettaa, että luiskan vaikutus perustuksen pilariosan momenttikapasiteettiin on luiskakaltevuudesta riippuva vakio. Luiskan vaikutus perustuksen anturaosan momenttikapasiteettiin on riippuvainen mm. anturaosan sijainnista luiskaan nähden. Perustamissyvyyden ollessa riittävä luiskan vaikutus voi olla jopa merkityksetön.

Luiskan vaikutuksen suuruus riippuu luiskan kaltevuudesta, perustamissyvyydestä, perustuksen mitoista, penkereen korkeudesta sekä maan laadusta ja tiiviyydestä. Luiskan vaikutus perustuksen toimintaan on lisäksi erilainen perustuksen myötömomenttia laskettaessa kuin perustuksen murtomomenttia laskettaessa. Eri tekijät vaikuttavat lisäksi eri tavalla perustuksen pilariosaan kuin anturaosaan. Saman luiskakertoimen käyttö perustuksen antura- ja pilariosalla, kuten SSR:ssä on esitetty, ei ole suositeltavaa. Luiskan vaikutusta perustuksen anturaosan ja pilariosan momenttikapasiteettiin on käsitelty tarkemmin kappaleessa 6.

#### 5.1.4 Varmuuseroin

SSR:n mukaan varmuuseroin  $n$  vaikuttaa perustuksen pohjapaineesta johtuvaan pystyssä pitävään momenttiin  $M_p$  sekä ulkoiseen kaatavaan momenttiin  $M_{sall}$ .  $M_p$ :n laskentakaavassa olevan kertoimen  $n$  suuruuden ei kuitenkaan pitäisi määräytyä halutun kaatumisvarmuuden perusteella, vaan kertoimella  $n$  pitäisi lisätä sallitun pohjapaineen suuruutta perustuksen reunalla. Pohjarakennuksen normien A45 /25/ mukaan epäkeskeisen kuormituksen aiheuttama pohjapaine saa ylittää samassa lähteessä esitetyt sallitut pohjapaineet 30 %, mikäli jännitys puristetun alueen painopisteessä ei ylitä sallittuja arvoja. Täten  $M_p$ :n laskennassa käytettävän kertoimen  $n$  pitäisi olla yleensä 1,3 eikä halutusta varmuudesta riippuva kerroin.

SSR:n mukaisessa laskentamenetelmässä perustuksen sallittu ulkoinen kaatava momentti lasketaan jakamalla kriittisestä pohjapaineesta ja kriittisestä pohjapaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti varmuuskertoimella kaatumisen suhteen. Sallittujen jännitysten menetelmää käytettäessä perustukset pitäisi suunnitella siten, että ominaiskuormien aiheuttamat jännitykset ja muodonmuutokset pysyvät sallituissa rajoissa. Sallitut jännitykset pitäisi määritellä siten, että varmuus maan murtumista vastaan olisi riittävä. SSR:n mukainen menetelmä ei ole varsinaisesti sallittujen jännitysten menetelmä, koska siinä ei käytetä sallittuja jännityksiä. Sitä ei myöskään voida pitää kokonaisvarmuusluku- tai rajatilamenetelmänä, koska varmuusluvun käyttö poikkeaa myös näissä menetelmissä esitetyistä periaatteista.



## 5.2 Menetelmän toimivuus

Sallittujen jännitysten menetelmällä on mahdollista laskea tietyn tyyppisen perustuksen sallittu momentti tietyn tyyppisissä pohjaolosuhteissa. Sallittujen jännitysten menetelmässä oletetaan, että sallittu jännitys on maalajivakio. Todellisuudessa maan kyky vastaanottaa kuormitusta riippuu maan pinnan muodosta, maalajista, maan tiiviydestä, kuormituksesta, perustuksen mitoista ja perustamissyvyydestä. Sallittujen jännitysten menetelmän tarkkuus on oikeinkin käytettynä oleellisesti huonompi kuin sellaisen laskentamenetelmän tarkkuus, joka pyrkii ottamaan huomioon kaikki perustuksen toimintaan vaikuttavat tekijät.

SSR:ssä esitetyt luiskan vaikutuksen määräävän luiskakertoimen ja maan painon laskennassa käytettävän maakartion leviämiskulman määrittäisperusteet ovat epäjohtonmukaiset. Sallitun momentin laskennassa käytetty varmuuskerroin on väärässä paikassa ja sitä on käytetty virheellisesti kolmiomaisen pohjapaineen ääriarvon laskennassa. SSR:n mukaan laskettu  $M_{sall}$  oikeellisuus riippuu esitettyjen laskentaparametrien oikeellisuudesta.

Joissain tapauksissa laskettu lopputulos voi olla tavoitellun suuruinen. Todennäköisempää kuitenkin on, että lopputulos poikkeaa tavoitellusta oleellisesti. Menetelmän käyttäjän on vaikea arvioida, onko lopputulos tavoiteltua suurempi vai pienempi, joten menetelmän käyttö voi johtaa epäedullisiin tai epävarmoihin perustusratkaisuihin. Perustusten myötö- ja murtomomenttien sekä kiertymien laskenta nykyisten pohjarakennusohjeiden mukaan on esitetty kappaleessa 6. Kuormien yhdistely ja varmuusmenettely on esitetty kappaleessa 4.

SSR:n mukaan perustuksen anturaosa ei vaikuta pilariosan mitoittamiseen. Todellisuudessa maanpaineen ja pohjapaineen kehittyminen mitoitusarvoihin kimmoisalla tai osittain plastisella alueella vaatii erilaiset kiertymät perustuksen pilariosalla kuin anturaosalla. Maanpaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti ja pohjapaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti eivät yleensä ole samaan aikaan esitettyjen suuruisia, ellei maanpaineen tai pohjapaineen oleteta aiheuttavan maan plastisoitumista ja perustuksen pysyvää kiertymää. Perustusta ei ole tarkoituksenmukaista mitoittaa siten, että kuormitus aiheuttaisi perustukseen pysyvää kiertymistä. Mikäli kiertymien ja siirtymien oletetaan olevan kimmoisia, perustuksen ympärillä olevan maan ei voida olettaa olevan plastisessa tilassa. Perustuksen pilariosan ja anturaosan yhteistoiminta on arvioitava tapauskohtaisesti perustuksen mittojen ja maan ominaisuuksien perusteella.

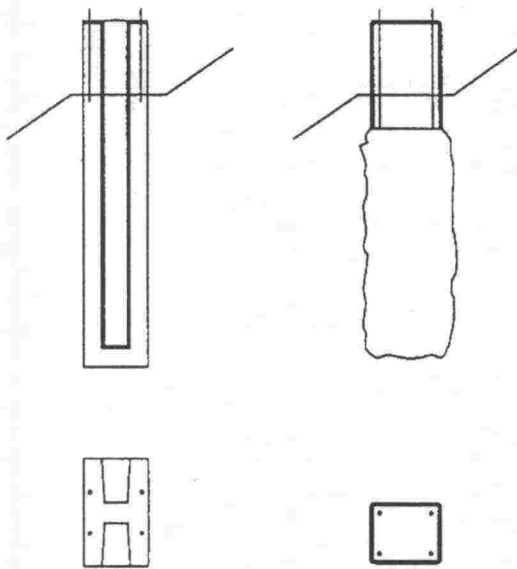
Edellä esitetystä johtuen SSR:ssä esitetty mitoitusmenetelmä soveltuu huonosti käytettäväksi anturattomien ja anturallisten perustusten momenttikapasiteetin laskentaan. Menetelmässä esiintyvät epätarkkuudet ja ristiriitaisuudet verrattuna rakenteen ja maan todelliseen käyttäytymiseen ovat merkittäviä. Menetelmää ei voida muuttaa tai korjata siten, että se olisi käyttökelpoinen anturattomien ja anturallisten perustusten momenttikapasiteetin laskentaan.

## 6. NYKYISTEN POHJARAKENNUS- JA PAALUTUSOHJEIDEN MUKAINEN MITOITUSMENETELMÄ

### 6.1 Anturaton pilarimainen pylväasperustus

#### 6.1.1 Perustuksen toiminta

Suomen rautateillä on yleisesti käytössä maanvaraisia anturattomia paikallavalettuja ja elementtirakenteisia perustuksia. Anturattomia perustuksia käytetään nykyään vain poikkeustapauksissa. Käytössä olevien I- ja P-pylväiden anturattomien perustusten periaatteellinen muoto on esitetty kuvassa 6.1.



Kuva 6.1 Periaatepiirustus Suomessa käytössä olevista I- ja P-pylväiden elementtirakenteisista ja paikallavaletuista anturattomista perustuksista.

Lyhyet yhden tai useamman porapaalun perustukset ovat periaatteessa myös anturattomia perustuksia. Porapaaluperustukset eivät vielä ole Suomessa yleisesti käytössä. Muualla Euroopassa kuten esimerkiksi Ruotsissa ja Norjassa yhden porapaalun perustuksen käyttö on melko yleistä. Jatkossa keskitytään käsittelemään vain Suomessa käytössä olevia perustuksia, joten porapaaluperustusten tarkempi analysointi jätetään käsittelyn ulkopuolelle. Yhden porapaalun perustuksen mitoitus voidaan kuitenkin tehdä samoilla periaatteilla kuin anturattoman elementtirakenteisen perustuksen mitoitus.

#### 6.1.1.1 Jäykkyyssuhteen vaikutus perustuksen murtomekanismiin

Suurpaaluohjeen SPO-95 /44/ mukaan sivukuormitetun perustuksen käyttäytyminen riippuu maan ja paalun suhteellisesta jäykkyydestä sekä paalun kiinnityksestä rakenteeseen. Sivukuormitetun paalun käyttäytymistä voidaan arvioida hienorakeisessa maassa parametrin R ja karkearakeisessa maassa parametrin T avulla.

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{E_s}} \quad T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (6.1)$$

$E_p I_p$  on paalun jäykkyys

$E_s$  on koheesiomaan vaakasuuntainen moduuli

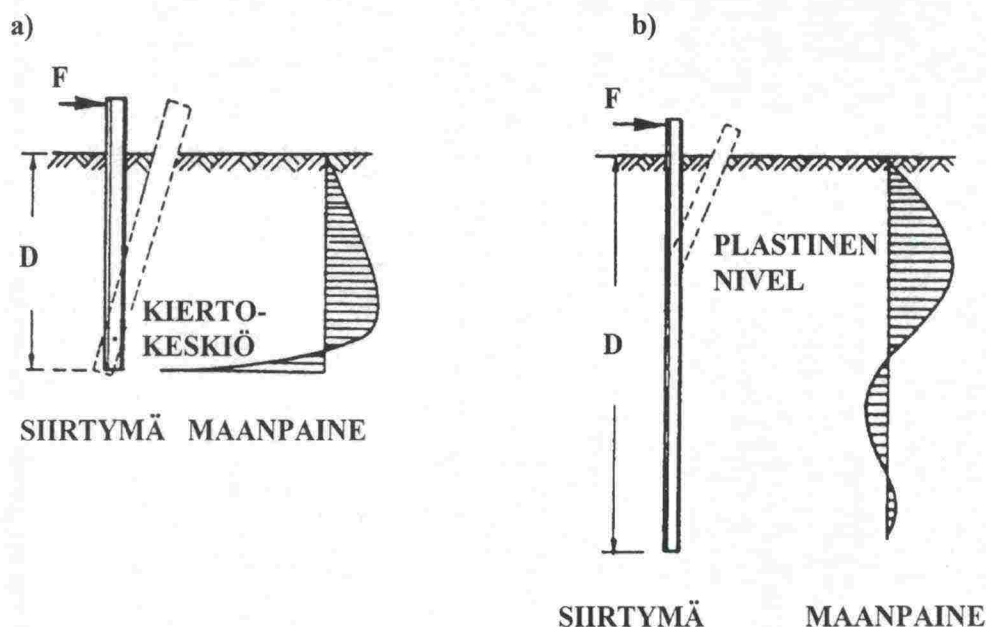
$n_h$  on vaakasuuntainen alustalukukerroin karkearakeisessa maassa

Perustuksen upotussyvyyden ja parametrin suhteen  $L/R$  tai  $L/T$  ollessa pienempi kuin kaksi käsitellään paalu jäykkänä maassa kiertyvänä kappaleena. Tällöin paalun muodonmuutoksia ei tarvitse ottaa huomioon, koska maan murtuminen tapahtuu ennen paalun murtumista. Kun parametrien suhde  $L/R$  tai  $L/T$  on suurempi kuin neljä, laskelmissa on otettava huomioon myös paalun muodonmuutokset. Tällöin paalun murtuminen tapahtuu ennen maan murtumista. Jäykkyyssuhteen vaikutus maan murtomekanismiin on esitetty kuvassa 6.2.

Anturattomat perustukset voidaan jakaa murtomekanismin perusteella pitkiin tai lyhyisiin perustuksiin. Pitkän paalun murtuminen tapahtuu siten, että paaluun muodostuu plastinen nivel. Tällöin perustuksen pituuden lisääminen ei vaikuta murto-kuorman suuruuteen, vaan sen määrää perustuksen momenttikapasiteetti. Lyhyt perustus kiertyy maassa kiertokeskuksensa ympäri ja maan murtuminen tapahtuu ennen perustuksen myötäämistä. Tällöin maan murtokuorma määräytyy maan lujuuden perusteella. Suomen rautateillä käytössä olevat anturattomat teräsbetoniperustukset ovat edellä esitetyn jaottelun mukaan lyhyitä perustuksia.

Pylväsperustus välittää maahan siihen kohdistuvan taivutusmomentin sekä pysty- ja vaakavoiman. Pystykuorma on yleensä pieni eikä se vaikuta oleellisesti perustuksen mitoitukseen. Perustukset on edullisinta suunnitella siten, että perustuksen ympärillä oleva maa murtuu ennen kuin perustus murtuu. Tällöin maan koko kapasiteetti voidaan hyödyntää.





Kuva 6.2 Jäykkyysuhteen vaikutus paalun murtomekanismiin [7/].

- a) Jäykkyysuhde  $L/R$  tai  $L/T \leq 2$   
 b) Jäykkyysuhde  $L/R$  tai  $L/T \geq 4$

Pylväsperustusten ympärillä oleva maa on ratapenkereille asetetuista vaatimuksista johtuen yleensä routimatonta soraa tai hiekkaa. Perustukset ovat lyhyitä tasapaksuja rakenteita, joiden jäykkyys pituusakselin suhteen on vakio. Tässä tutkimuksessa esitetään laskentamenetelmä, joka soveltuu ensisijaisesti sellaisten karkearakeisiin maakerroksiin rakennettujen anturattomien perustusten momenttikapasiteetin laskentaan, joiden jäykkyys pituusakselin suhteen on vakio. Laskentamenetelmässä voidaan ottaa huomioon myös maan kerroksellisuus. Anturaton perustus on yleensä matala ja perustamistason yläpuolinen täyttö on yleensä tehty yhdestä maalajista, joten perustuksen kohdalla maan voidaan olettaa olevan homogeenista. Maan lujuusparametri kuitenkin määritellään siten, että maan mahdolliset tiiviysvaihtelut perustamistason yläpuolisessa täytössä otetaan huomioon. Tämä voidaan tehdä käyttämällä mitoituksessa keskimääräisiä lujuusparametrejä.

#### 6.1.1.2 Perustuksen ympärillä olevan maan murtuminen

Kun lyhyttä perustusta kuormittaa vaakavoima ja/tai taivutusmomentti, perustuksen edessä oleva maa tiivistyy ja perustus kiertyy kiertokeskuksensa ympäri. Pienillä kuormilla kiertokeskus on lähellä paalun alapäätä. Kuormaa lisättäessä kiertokeskus nousee ylöspäin. Vaakakuorman etäisyydellä maan pinnasta ei ole suurta vaikutusta kiertokeskuksen sijaintiin. Kanayan [6/] tekemien kokeiden perusteella maan ollessa hiekkaa tai silttiä kiertokeskuksen sijainti murtokuormalla on 0,7 kertaa paalun upotussyvyyden etäisyydellä maan pinnasta. Petrasovits ja Awad ovat todenneet hiekassa tehtyjen kokeiden perusteella kiertokeskuksen olevan 0,75 kertaa paalun upotussyvyyden etäisyydellä maan pinnasta. Suurpaaluohjeen mukaan kiertokeskus sijaitsee 0,7 kertaa paalun upotussyvyyden etäisyydellä maan pinnasta.

Murtotilassa maa liikkuu paalun edessä yläviistoon. Paalun eteen kehittyy kartiomainen liukupinta. Murtuminen tapahtuu, kun liukupinta saavuttaa maanpinnan. Williamsin /6/ mukaan liukupinnan sisään jäävän kartion halkaisija on noin liukupinnan yläpään ja maanpinnan välisen etäisyyden suuruinen (kuva 6.3). Muromachi ja Kanayan /6/ ovat todenneet liukupinnan olevan yläpäästään lähes ympyrän muotoinen.



Kuva 6.3 Paalun eteen muodostuva liukupinta: a) sivulta ja b) päältä /6/.

Syvemmillä maan murtuminen tapahtuu paikallisesti. Maa plastisoituu paalun edestä ja sivuilta, jolloin paalu leikkautuu maan läpi. Bromsin /6, 7/ tekemien laskelmien perusteella maan murtuminen tapahtuu liukupintamurtumana noin  $15 D$  syvyyteen asti, kun kitkakulma  $\phi = 30^\circ$ . Suomen rautateillä olevien perustusten minimileveys on 450 mm ja perustamissyvyys alle 4000 mm. Bromsin mukaan perustusten ympärillä olevan maan murtuminen tapahtuu vähintään  $15 \cdot 450 \text{ mm} = 6750 \text{ mm}$  syvyyteen asti liukupintamurtumana. Syvyys on suurempi kuin käytössä olevien perustusten suurin perustamissyvyys, joten pylväasperustusten ympärillä olevan maan voidaan olettaa murtuvan liukupintamurtumana.

Kanayan tekemien kokeiden perusteella maan murtumiseen vaadittava kiertymä kasvaa nopeasti perustamissyvyyden kasvaessa. Perustamissyvyyden  $D$  ja perustuksen halkaisijan  $b$  suhteen vaikutus perustuksen murtotilan mukaisiin kiertymiin keskitiiviillä hiekalla on esitetty taulukossa 6.1.

Taulukko 6.1 Perustamissyvyyden ja perustuksen halkaisijan vaikutus murtokiertymään /6/.

Kiertymä	0,9 %	1,3 %	5,2 %	10,5 %	14,1 %
$D/b$	2	3	4	7	7,7

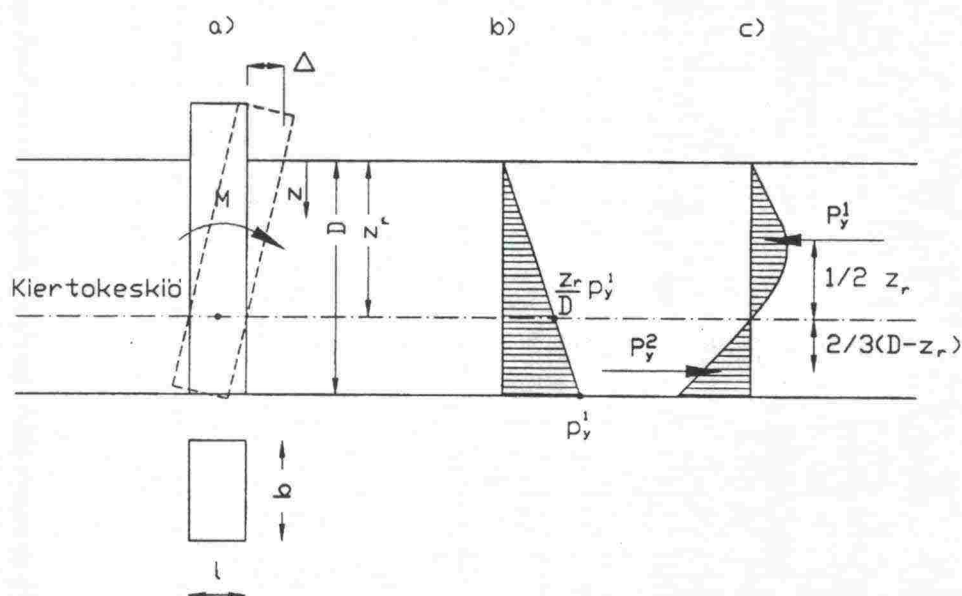
Maanvaraisilla pylväasperustuksilla  $D/b$  suuruus vaihtelee 2–4. Perustusten kiertymät ennen murtoa vaihtelevat Kanayan tutkimusten perusteella vastaavasti 0,9–5,2 %.

## 6.1.2 Perustuksen momenttikapasiteetti

### 6.1.2.1 Myötötilan mukainen momenttikapasiteetti

Anturattoman pylväsperustuksen myötötilan mukainen momenttikapasiteetti voidaan laskea perustukseen kohdistuvan sivupaineen avulla. Perustus kiertyy kiertokeskiön ympäri (kuva 6.4a), jonka sijainti voidaan laskea tasapainoehtojen perusteella. Perustukseen kohdistuva sivupaineen maksimi myötötilassa on esitetty kuvassa 6.4b. Perustukseen kohdistuvan sivupaineen suuruus on riippuvainen tarkasteltavan pisteen siirtymästä. Momenttikuormitetun perustuksen sivupainejakauma (kuva 6.4c) voidaan määrittää myötötilan mukaisen sivupaineen ja perustuksen siirtymien perusteella.

Oletetaan, että momenttikuormitetun anturattoman perustuksen myötömomentti saavutetaan tilanteessa, jossa kiertokeskiön yläpuolisen maanpainejakauman (kuva 6.4c) resultantin kohdalla oleva maanpaine on myötökuorman  $p_y$  suuruinen. Oletetaan kiertokeskiön yläpuolisen maanpainejakauman resultanttipisteen sijaitsevan  $\frac{1}{2} \cdot z_r$  etäisyydellä maanpinnasta. Oletetaan lisäksi, että maanpaineen suuruus kehittyy lineaarisesti siirtymän funktiona myös myötösiirtymää suuremmilla siirtymillä, jolloin maanpainejakauma voidaan määrittää tapahtuvien siirtymien suhteessa. Oletuksien vaikutuksesta laskettava myötömomentti on lievästi epävarmalla puolella, koska todellisuudessa sivupaineen kehittyminen siirtymän funktiona pienenee myötösiirtymää suuremmilla siirtymillä. Tehtävän virheen vaikutus on vähäinen ja se voidaan sallia laskentatyön helpottamiseksi.



Kuva 6.4

*Momenttikuormitetun anturattoman perustuksen toiminta:*

*a) perustuksen sivusiirtymä*

*b) sivupaineen maksimi*

*c) siirtymien mukaan määritelty sivupainejakauma*



Kuvan 6.4c) mukaisen sivupainejakauman aiheuttama pystyssä pitävä myötömomentti voidaan laskea seuraavasti:

$$M_y = P_y^1 \cdot \frac{1}{2} \cdot z_r + P_y^2 \cdot \frac{2}{3} \cdot (D - z_r) \quad (6.2)$$

Sivuvastukset siirtymän  $\Delta$  funktiona ovat seuraavat:

$$P_y^1 = \frac{1}{6} \cdot z_r \cdot \Delta \cdot \frac{z_r}{D} \cdot p_y^1 \cdot b \quad (6.3)$$

$$P_y^2 = \frac{1}{6} \cdot (D - z_r) \cdot \frac{\Delta \cdot (D - z_r)}{z_r} \cdot \left( \frac{z_r}{D} \cdot p_y^1 + 2 \cdot p_y^1 \right) \cdot b \quad (6.4)$$

Pylväsperustuksiin kohdistuvan ulkoisen vaakavoiman vaikutus momenttiin verrattuna on yleensä merkityksettömän pieni, koska vaakakuorman etäisyys perustuksesta on suuri ja täten myös vähäisenkin vaakakuorman aiheuttama momentti on suuri. Laskentatarkkuuden rajoissa voidaan olettaa, että perustusta kuormittava ulkoinen vaakavoima on nolla, joten sivuvastuksien summan on oltava nolla  $P_y^1 - P_y^2 = 0 \Rightarrow P_y^1 = P_y^2$ . Kun merkitään yhtälöiden (6.3) ja (6.4) mukaiset  $P_y^1$  ja  $P_y^2$  yhtä suuriksi, saadaan kiertoakeskiöksi  $z_r = 2/3 \cdot D$ . Sijoitetaan kiertoakeskiön arvo sivuvastuksien laskentakaavoihin ja lasketaan myötömomentti:

$$M_y = \frac{20}{243} \cdot p_y^1 \cdot D^2 \cdot b \quad (6.5)$$

Rautatiesiltojen suunnitteluohjeen RSO:n /30/ mukaan sivukuormitettuun pylväsperustukseen kohdistuvan myötötilan mukainen sivupaine on puolet murtotilan mukaisesta sivupaineesta  $p_y = p_u/2$ . Pylväsperustukseen kohdistuva sivupaineen ääriarvo eli murtokuorma voidaan laskea kaavalla:

$$p_u = \omega \cdot \gamma' \cdot z \cdot K_p \quad (6.6)$$

joten myötötilan mukainen sivupaine on vastaavasti:

$$p_y = \frac{1}{2} \cdot \omega \cdot \gamma' \cdot z \cdot K_p \quad (6.7)$$

Rankinen passiivipainekerroin lasketaan Pohjarakennusohjeiden /43/ seuraavasti:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2}) \quad (6.8)$$

Kitkakulman laskenta-arvo voidaan laskea seuraavasti:

$$\tan \varphi_d = \tan \varphi / \gamma_\varphi \quad (6.9)$$

Sivupaineen jakautumiskerroin  $\omega$  vaihtelee maan lujuusparametrien, perustuksen mittojen ja tarkastelusyvytyden mukaan ja kasvaa maan plastisoitumisen edistyessä kohti maan murtumista. Perustuksen leveyden ollessa tarkastelusyvytyteen verrattuna suuri sivupaineen jakautumiskerroin on 1,0 ja sivupaineen ääriarvo on yhtä suuri kuin Rankinen passiivipaine. Perustuksen leveyden ollessa tarkastelusyvytyteen verrattuna pieni sivupaineen jakautumiskerroin voi olla jopa yli 4,0. Nykyisten rautateiden maanvaraisten pylväasperustusten leveys on 0,45–0,95 m ja perustamissyvyys 1,8–4,0 m ja perustusten sivupaineen jakautumiskerroin oletetun kiertokeskiön yläpuolisen maanpainejakauman painopisteessä on välillä  $\omega = 2\text{--}3$ . Jakautumiskertoimen voidaan nykyisin käytössä olevilla perustuksilla käyttää  $\omega = 2$ , mikä on varovainen arvo sivupaineen jakautumiselle ennen maan myötäämistä.

Sijoittamalla myötöä vastaava sivupaine  $p_y$  (6.7) saatuun myötömomentin  $M_y$  (6.5) lausekkeeseen saadaan:

$$M_y = \frac{10}{243} \cdot \omega \cdot \gamma' \cdot K_p \cdot b \cdot D^3 \quad (6.10)$$

#### 6.1.2.2 Murtotilan mukainen momenttikapasiteetti

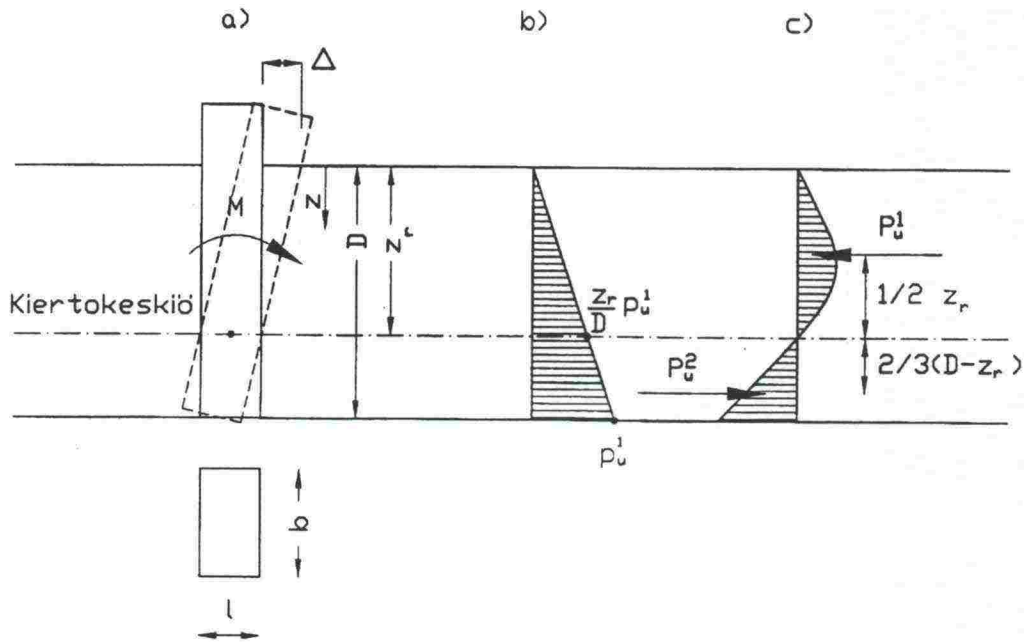
##### Murtomomentti

Murtomomentti saavutetaan, kun perustuksen ympärillä oleva maa murtuu paikallisesti. Oletetaan, että maan murtuminen alkaa, kun kiertokeskiön yläpuolisen maanpainejakauman (kuva 6.5c) resultantin kohdalla oleva maanpaine on murtokuorman  $p_u$  suuruinen. Oletetaan lisäksi, että maanpaineen suuruus kehittyy lineaarisesti siirtymän funktiona myös murtosiirtymää suuremmilla siirtymillä. Oletuksien vaikutuksesta laskettava myötömomentti on lievästi epävarmalla puolella. Maan murtumiseen kiertokeskiön yläpuolisen maanpainejakauman resultanttipisteen kohdalla vaadittava momentti voidaan laskea edellisessä kappaleessa johdetulla kaavalla (6.5) siten, että sivupaineena käytetään murtokuormaa  $p_u$ :

$$M_u = \frac{20}{243} \cdot p_u^1 \cdot D^2 \cdot b \quad (6.11)$$

Sijoittamalla edellä esitetty murtokuorma  $p_u$  (6.6) momenttilausekkeeseen saadaan murtomomentti:

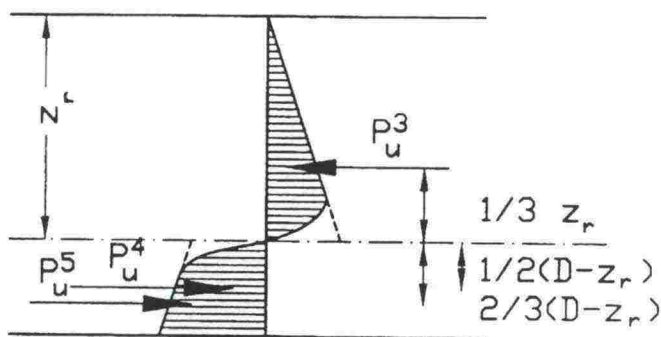
$$M_u = \frac{20}{243} \cdot \omega \cdot \gamma' \cdot K_p \cdot b \cdot D^3 \quad (6.12)$$



Kuva 6.5 Momenttikuormitetun anturattoman perustuksen toiminta:  
 a) perustuksen sivusiirtymä  
 b) sivupaineen maksimi  
 c) siirtymien mukaan määritelty sivupainejakauma

#### Stabiilisuuden menettämiseksi vaadittu momentti

Momenttikuormitettu anturaton pilariperustus ei menetä stabiilisuuttaan maan plastisoiduttua paikallisesti. Kuormitusta lisättäessä maan voidaan olettaa plastisoituvan siten, että perustuksen molemmiin puolin vaikuttavat sivupainejakaumat lähestyvät täysin kehittynyttä sivupainetta (kuva 6.6). Tasapainoehtojen mukaan laskettu kierto-keskiö siirtyy maan plastisoituessa lievästi alaspäin.



Kuva 6.6 Anturattoman perustuksen sivupaineiden ääriarvot.

Kuvan 6.6 merkintöjä käyttäen sivupainejakauman aiheuttama pystyssä pitävä momentti voidaan laskea seuraavasti:

$$M_u = \frac{1}{3} \cdot z_r \cdot p_u^3 + \frac{1}{2} \cdot (D - z_r) \cdot p_u^4 + \frac{1}{3} \cdot (D - z_r) \cdot p_u^5 \quad (6.13)$$



Sivuvastukset voidaan laskea seuraavasti:

$$P_u^3 = \frac{1}{2} \cdot z_r \cdot \frac{z_r}{D} \cdot p_u^1 \cdot b \quad (6.14)$$

$$P_u^4 = (D - z_r) \cdot \frac{z_r}{D} \cdot p_u^1 \cdot b \quad (6.15)$$

$$P_u^5 = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{z_r}{D}\right) \cdot p_u^1 \cdot (D - z_r) \cdot b \quad (6.16)$$

Mikäli oletamme, että rakennetta kuormitetaan vain ulkoisella momentilla ja vaaka-voima on nolla, sivuvastuksien summan on oltava nolla. Yhtälöstä  $P_u^3 = P_u^4 + P_u^5$  saadaan ratkaistua kiertokeskiön sijainti  $z_r \approx 0,7 \cdot D$ . Sijoitetaan saatu kiertokeskiön arvo sivuvastuksien laskentakaavoihin ja lasketaan stabiilisuuden menettämiseen vaadittava momentti:

$$M_u = \frac{293}{3000} \cdot p_u^1 \cdot D^2 \cdot b \quad (6.17)$$

Sijoittamalla edellä esitetty murtokuorma (6.6)  $p_u$  murtomomentin (6.17) lausekkeeseen saadaan murtomomentti muotoon:

$$M_u = \frac{293}{3000} \cdot \omega \cdot \gamma' \cdot K_p \cdot b \cdot D^3 \quad (6.18)$$

### 6.1.2.3 Varmuus murtumista vastaan

Edellä on laskettu anturattoman pylväspäristyksen myötö- ja murtotilan mukainen momenttikapasiteetti. RSO:n mukaan murtoa vastaava sivupaineen maksimi on noin kaksi kertaa myötöä vastaavan sivupaineen suuruinen  $p_u = 2 \cdot p_y$ . Laskennassa käytettävän sivupaineen suuruus riippuu jakautumiskertoimesta, maan tilavuuspainosta, Rankinen passiivipainekertoimesta ja tarkastelusyvyyydestä. Rankinen passiivipainekerroin lasketaan edellä esitetyn kaavan (6.8) mukaan seuraavasti:

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2}\right)$$

Kitkakulman laskenta-arvo voidaan laskea edellä esitetyn kaavan (6.9) mukaan seuraavasti:

$$\tan \varphi_d = \tan \varphi / \gamma_\varphi$$

Lasketaan Rankinen passiivipainekerroin kitkakulman ominaisarvolla ja kitkakulman laskenta-arvolla:

$$\varphi = 32^\circ \Rightarrow K_p^{32} = 3,25, \quad \varphi_d = 26,6^\circ \Rightarrow K_p^{26,6} = 2,62 \quad \Rightarrow \text{varmuus} = 1,24$$

$$\varphi = 42^\circ \Rightarrow K_p^{42} = 5,04, \quad \varphi_d = 35,8^\circ \Rightarrow K_p^{35,8} = 3,82 \quad \Rightarrow \text{varmuus} = 1,31$$

Mikäli Rankinen passiivipaineluku lasketaan kitkakulman laskenta-arvon mukaan, varmuus murtoa vastaan  $>1,24$ .

Varmuus murtoa vastaan muodostuu murtomomentin ja myötömomentin suhteesta sekä kitkakulman laskenta-arvon varmuudesta. Kokonaisvarmuus murtoa vastaan on täten  $\geq 2,0 \cdot 1,24 \approx 2,5$ .

#### 6.1.2.4 Luiskan vaikutus perustuksen momenttikapasiteettiin

Rautateiden sähköistyspylväät joudutaan usein perustamaan pengerluiskaan, jonka kaltevuus nykyisten ohjeiden mukaan on 1:1,5. Luiskan kaltevuuden tiedetään vaikuttavan oleellisesti anturattoman perustuksen vaakakuorma- tai momentti-kestävyyteen.

Vanhoissa saksalaisissa julkaisuissa on joitain luiskakaltevuuden huomioon ottavia kertoimia. Mitoitusperiaatteet ovat samat kuin sallittujen jännitysten menetelmässä, joten esitettyjen kertoimien voidaan olettaa olevan käyttökelpoisia myötökuormia pienemmillä kuormilla.

#### Suomalaiset ohjeet

Perustamistavan määräämisohjeessa /49/ on esitetty yksinkertainen menetelmä penkereen kaltevuuden huomioon ottamiseksi. Ohjeen mukaan korkeassa penkereessä olevan N-tyyppin perustuksen sallittu momentti on tasaisella maalla olevan perustuksen sallittu momentti kerrottuna taulukon 6.2 mukaisella luiskakertoimella  $\alpha$ .

Taulukko 6.2 N-tyyppin perustuksen luiskakerroin  $\alpha$  /49/.

	1 : 3	1 : 1,5
Momentti rataa päin +	1	1
Momentti radasta poispäin -	0,9	0,75

Ohjeen mukaan tämä merkitsee sitä, että momentin vaikuttaessa radalta poispäin luiskassa joudutaan käyttämään suurempaa perustusta kuin tasaisella maalla.

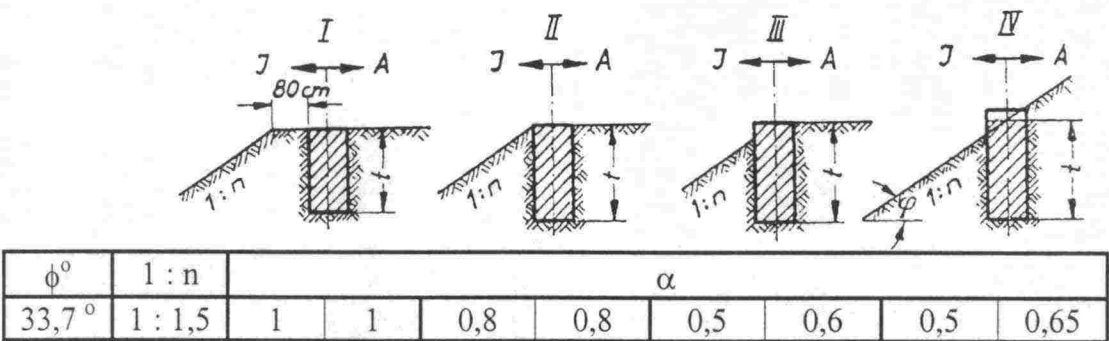
SSR:n /31/ mukaan luiskan vaikutus perustuksen kaatumisvarmuutta laskettaessa voidaan ottaa huomioon kertomalla tasaisella maalla olevan perustuksen sallittu momentti luiskakertoimella  $\beta$ . Kerroin  $\alpha$  on 0,65 mitoitettaessa sisäkaarteissa yli 2 m korkeissa penkereissä olevia perustuksia ja muissa tapauksissa 1,0.

Tievalaistuksen käsikirjassa /55/ on esitetty maan kaltevuudesta riippuvia luiskakertoimia. Luiskan kaltevuuden ollessa 1:3–1:4 luiskakerroin on 0,65 ja kaltevuudella 1:1,5 luiskakerroin on  $\alpha = 0,5$ .

RSO:n mukaan luiska pitää ottaa huomioon, mikäli perustus on kuormitettu luiskaan päin. Tällöin RSO:ssa esitettyjä alustaluvun arvoja on redusoitava 1/3 arvoonsa luiskan korkeudella ellei esitetä tarkempia laskelmia. Luiskakertoimen voidaan täten olettaa olevan  $\alpha = 1/3$ .

Ulkomaiset ohjeet

Süßerkrü /46/ on esittänyt, että luiskan muodon ja kaltevuuden vaikutus voidaan ottaa huomioon kertomalla tasaisella maalla olevan perustuksen sallittu momentti luiskakertoimella (kuva 6.7). Kerroin  $\alpha$  ei riipu perustuksen ympärillä olevan maan lujuusominaisuuksista. Süßerkrün mukaan luiska vaikuttaa sekä luiskaan päin että penkereeseen päin olevaan momenttikapasiteettiin.



Kuva 6.7 Luiskakerroin luiskakaltevuudella 1:1,5 /46/.

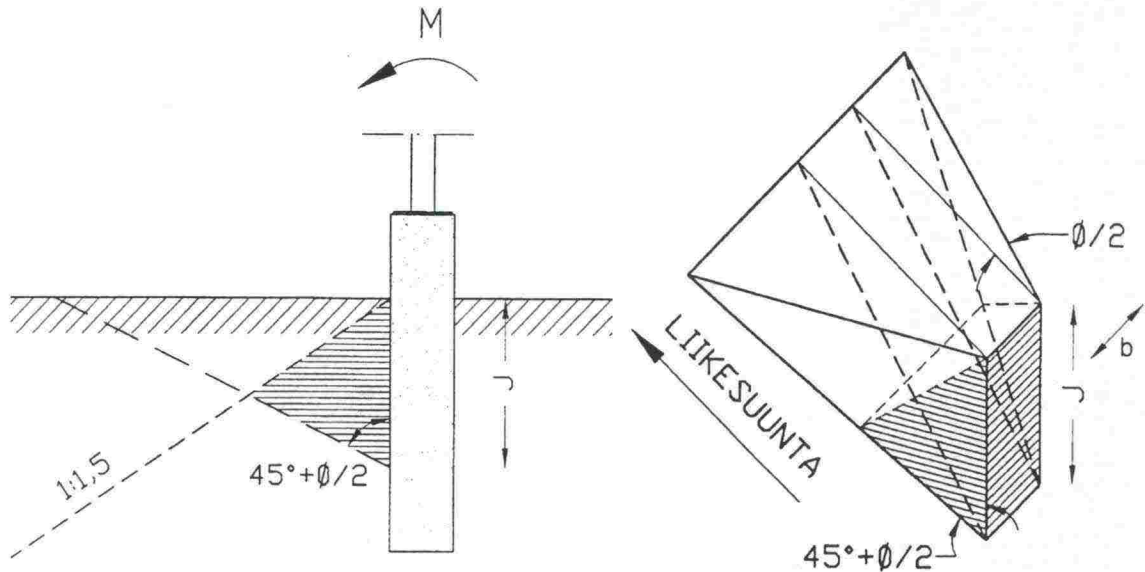
Frölichin /12/ mukaan luiskan vaikutus sivupaineeseen ja täten myös perustuksen momenttikapasiteettiin eri kitkakulman arvoilla voidaan ottaa huomioon kertomalla tasaisella maalla olevan perustuksen sallittu momentti luiskakertoimella  $\alpha$  (taulukko 6.3). 1:1,5 luiskassa olevan perustuksen luiskakerroin on  $\alpha=0,31$ . Frölichin mukaan luiska ei vaikuta penkereeseen päin kuormitetun perustuksen momenttikapasiteettiin.

Taulukko 6.3 Luiskakerroin  $\alpha$  Frölichin mukaan /12/.

$\beta =$	0°	2,5°	5°	7,5°	10°	12,5°	15°	17,5°	20°	22,5°	25°	27,5°	30°
$\phi=25^\circ$	1,0	0,92	0,86	0,80	0,75	0,69	0,63	0,57	0,52	0,45	0,39	0,33	0,27
$\phi=30^\circ$	1,0	0,92	0,85	0,79	0,73	0,67	0,62	0,56	0,51	0,46	0,41	0,35	0,31
$\phi=35^\circ$	1,0	0,92	0,84	0,78	0,71	0,66	0,60	0,55	0,50	0,45	0,41	0,36	0,31
$\phi=40^\circ$	1,0	0,91	0,83	0,76	0,69	0,63	0,56	0,52	0,48	0,43	0,39	0,35	0,31
$\phi=45^\circ$	1,0	0,90	0,81	0,73	0,67	0,60	0,55	0,49	0,45	0,41	0,37	0,33	0,29

Reesen /33/ teoriassa perustuksen edessä olevan maakartion oletetaan leikkaantuvan kiilamaisesti (kuva 6.8). Tummennettu osa on oletettu leikkaantuvan maakartion tilavuus, kun luiskakaltevuus on 1:1,5. Maakartion tilavuus pilarimaisilla perusteilla on noin 1/3 tasaisella maalla olevan perustuksen edessä olevan maakartion tilavuudesta. Mikäli maakartion tilavuuden oletetaan olevan suoraan verrannollinen kehittyvään sivupaineeseen, 1:1,5 luiskassa olevan perustuksen momenttikapasiteetti luiskaan päin on noin 1/3 tasamaalla olevan perustuksen momenttikapasiteetista eli  $\alpha=1/3$ .





Kuva 6.8 Luiskan vaikutus Reesen teorian [33] mukaiseen leikkauskartioon.

## Yhteenveto

Luiskan vaikutus kehittyvän sivupaineen suuruuteen vaihtelee perustuksen muodon, maan kitkakulman ja luiskan kaltevuuden mukaan. Eri ohjeiden mukaan 1:1,5 luiskassa olevan perustuksen momenttikapasiteetti on 0,3–0,65-kertainen tasaisella maalla olevan perustuksen momenttikapasiteettiin verrattuna. Perustuksen leveyden kasvaessa leikkaantuvan maakartion kiilamaisuuden vaikutus kehittyvään sivupaineeseen pienenee. Leveillä seinämäisillä perustuksilla luiskakerroin voi lähestyä esitettyjä luiskakertoimen maksimiarvoja  $\alpha = 0,5\text{--}0,65$ . Anturattomat perustukset ovat pääsääntöisesti pilarimaisia, joten 1:1,5 luiskassa olevan luiskaan päin kuormitetun anturattoman perustuksen momenttikapasiteetin laskennassa on suositeltavaa käyttää luiskakerrointa  $\alpha=1/3$ . Luiskaan päin kuormitetun, penkereeseen päin olevan perustuksen momenttikapasiteetti voidaan laskea vastaavasti kuin tasaisella maalla olevan perustuksen momenttikapasiteetti eli luiskakertoimen voidaan olettaa olevan  $\alpha=1$ . Luiskan vaikutuksen huomioon ottaminen mitoituksessa käytettävään sivuvastukseen sekä perustuksen kiertymiin on esitetty kappaleessa 6.1.3.2.

## 6.1.3 Perustuksen kiertymät ja siirtymät

### 6.1.3.1 Kiertymien ja siirtymien laskenta klassisen teorian mukaan

Kuormien aiheuttaman perustuksen siirtymisen määrittäminen tarkasti on erittäin monimutkainen tehtävä. Perustuksen siirtymiseen vaikuttavat kuormituksen lisäksi perustuksen muoto ja jäykkyys sekä maan lujuus ja muodonmuutosominaisuudet. Maan ominaisuudet ovat perustuksen siirtymän ja tarkastelupisteen syvyyden suhteen epälineaarisia funktioita.

Perustuksen käyttäytyminen kuormituksen aikana voidaan mallintaa tarkimmin elementtimenetelmällä FEM. Menetelmässä perustuksen ympärillä oleva maa voidaan mallintaa kolmiulotteisella epälineaarisella mallilla, jolloin perustuksen mitat ja maan ominaisuudet voidaan valita todellisen rakenteen mukaan. Tässä tutkimuksessa

elementtimenetelmällä tarkastetaan käsinlaskentamenetelmien antamien tulosten oikeellisuus sekä arvioidaan koekuormituksista saatujen tulosten käyttökelpoisuutta. Elementtimenetelmä ja saadut sillä tehdyt vertailulaskelmat on esitetty kappaleessa 7.

Elementtimenetelmän lisäksi perustuksen siirtymät voidaan laskea mm. alustalukumenetelmällä. Seuraavissa kappaleissa on esitetty alustalukumenetelmä sekä johdettu laskentakaava pylväasperustusten kiertymän käsilaskentaa varten.

### Alustalukumenetelmä

Alustalukumenetelmä on kehitetty lähinnä paalujen sivusiirtymien laskentaa varten. Anturattomat perustukset ovat paaluun verrattuna lyhyitä ja pituuteensa nähden hyvin jäykkiä. Perustussyvyys on sijainnista riippuen 1,8–2,2m.

Alustalukumenetelmässä sivupaineen ja siirtymien välistä vuorosuhdetta kuvataan alustalukujen avulla. Alustaluku riippuu maan lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien lisäksi perustuksen jäykkyydestä, muodosta sekä tarkasteltavan pisteen syvyydestä. Perustuksen jäykkyyden merkitys on yleensä vähäinen. Pienillä siirtymillä alustaluku  $k_s$  on yleensä suoraan verrannollinen maan kimmomoduuliin.

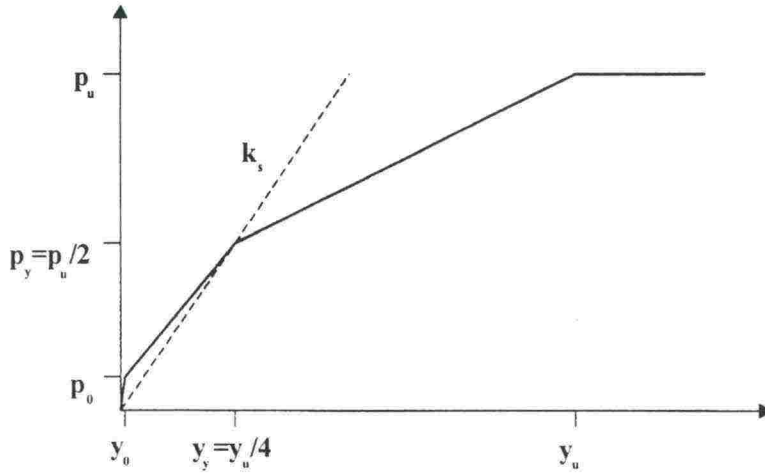
Suurpaalutusohjeen /44/ mukaan kitkamaan alustaluku staattisessa kuormituksessa voidaan määrittää seuraavasti:

$$k_s = n_h \frac{z}{b} \quad (6.19)$$

Alustalukukerroin määritellään maan kokoonpuristuvuusmoduulin  $M$  tai avoimen tilan kimmomoduulin  $E_d$  avulla seuraavasti:

$$n_h = \rho \cdot v \cdot \frac{M}{z} = \rho \cdot \frac{E_d}{z} \quad (6.20)$$

Kuvassa 6.9 on esitetty kitkamaan alustaluvun likimääräinen sivupaine-siirtymäyhteys. Kuvassa on esitetty murtoa vastaava siirtymä  $y_u$  ja murtokuorma  $p_u$  sekä rajasiirtymä  $y_u/4$  ja rajakuorma  $p_u/2$ . Muodonmuutosten oletetaan olevan lineaarisesti kimmoisia rajasiirtymään  $y_u/4$  asti. Siirtymän ylittäessä rajasiirtymän  $y_u/4$  alustaluvun arvo pienenee oleellisesti. Todellisuudessa maa ei käyttäydy lineaarisesti osittain plastisella tai plastisella alueella. Esitetyn mallin on kuitenkin todettu antavan melko hyviä tuloksia, koska mitoitus tehdään yleensä aina myötöjännitysten alapuolella olevalla kimmoisalla alueella.



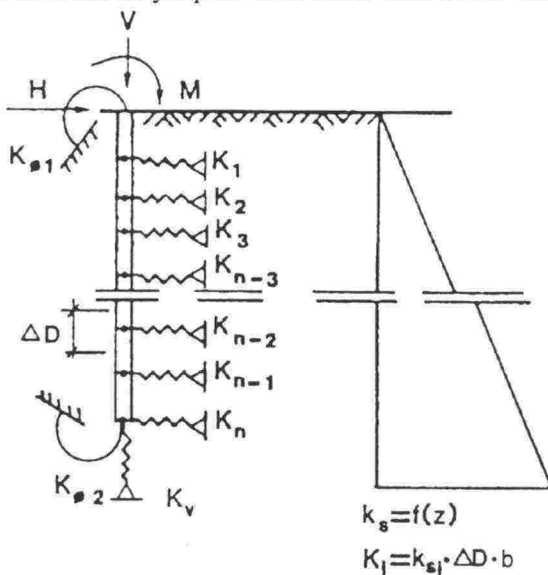
Kuva 6.9 Alustaluvun määrittäminen [19].

### Siirtymien laskenta mitoitusohjelmalla

Perustusten kiertymä voidaan kohtuullisella tarkkuudella laskea sellaisella sauvarakenteiden mitoitusohjelmalla, johon on mahdollista mallintaa jousia. Perustuksesta tehdään malli, jossa maan vaakasuuntainen tukireaktio mallinnetaan mallin solmupisteisiin keskitettyjen jousien avulla. Jousivakioiden määrittäminen ja esimerkki laskentamallista on esitetty kuvassa 6.10.

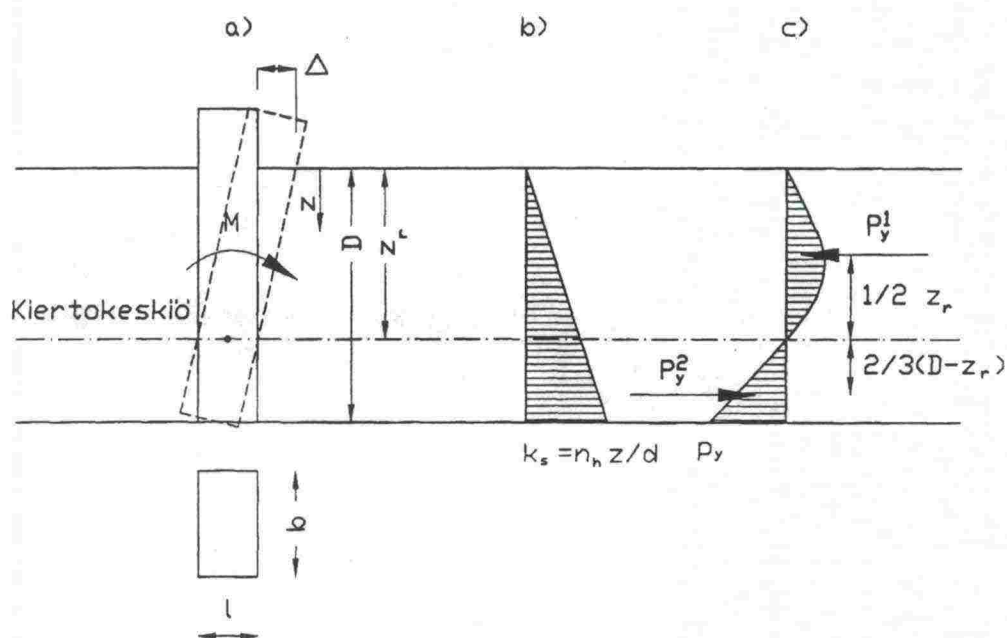
### Kiertymien käsittely alustalukumenetelmällä

Momenttikuormitetun anturattoman pilarimaisen pylväsperustuksen siirtymien laskenta voidaan tietyin oletuksin johtaa käsinlaskentakaava. Perustuksen sivupaine voidaan määrittää perustuksen siirtymän ja alustaluvun funktiona (kuva 6.11). Mikäli oletetaan, että alustalukukerroin  $n_h$  on vakio koko perustuksen korkeudella, alustaluku  $k_s$  kasvaa lineaarisesti syvyyden funktiona (kuva 6.11 b). Kuormitetun perustuksen kiertyminen kiertoakselin ympäri aiheuttaa tällöin kuvan 6.11 c) mukaisen sivupainejakauman.



Kuva 6.10 Paalun ja maan välistä vuorovaikutusta kuvaava jousimalli [57].





Kuva 6.11 Momenttikuormitetun anturattoman perustuksen toiminta:  
 a) perustuksen sivusiirtymä  
 b) alustaluvun ääriarvo syvyyden funktiona  
 c) siirtymien mukaan määritelty sivupainejakauma

Sivupaine  $p_y$  sekä sivupaineen resultantti eli sivuvastus  $P_y$  voidaan laskea kaavoista:

$$p_y = k_s \cdot \Delta \quad (6.21)$$

$$P_y = k_s \cdot \Delta \cdot \Delta D \cdot b = n_h \cdot z \cdot \Delta D \cdot \Delta \quad (6.22)$$

Kuvan 6.11 merkintöjä käyttäen:

$$P_y^1 = \frac{1}{6} \cdot n_h \cdot \Delta \cdot z_r^2 \quad (6.23)$$

$$P_y^2 = \frac{1}{6} \cdot (D - z_r) \cdot \frac{(D - z_r) \cdot \Delta}{z_r} \cdot (n_h \cdot z_r + 2 \cdot n_h \cdot D) \quad (6.24)$$

Mikäli oletetaan, että rakennetta kuormitetaan vain ulkoisella momentilla ja vaakakuorma on nolla, sivuvastuksien  $P_y^1$  ja  $P_y^2$  on oltava yhtä suuret. Kun  $P_y^1 = P_y^2$ , kiertokeskiö  $z_r = \frac{2}{3} \cdot D$ . Kyseisellä kiertokeskiön sijainnilla sivuvastukset saadaan muotoon:

$$P_y^1 = P_y^2 = \frac{2}{27} \cdot n_h \cdot \Delta \cdot D^2 \quad (6.25)$$

Oletetaan, että sivuvastus  $P_y^1$  sijaitsee  $\frac{1}{2} \cdot z_r$  etäisyydellä kiertokeskiöstä ja sivuvastus  $P_y^2$  sijaitsee  $\frac{2}{3} \cdot (D - z_r)$  etäisyydellä kiertokeskiöstä. Sivuvastuksien aiheuttama momentti  $M$  painopisteeseen on tällöin:

$$M = P_y^1 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot D + P_y^2 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{3} \cdot D = \frac{10}{243} \cdot n_h \cdot \Delta \cdot D^3 \quad (6.26)$$

Momentin aiheuttama perustuksen yläpinnan siirtymä ja kiertymä ovat vastaavasti:

$$\Delta = \frac{\frac{243}{10} \cdot M}{n_h \cdot D^3} \quad (6.27)$$

$$\theta = \frac{\Delta}{\frac{2}{3} \cdot D} \quad (6.28)$$

Broms [7] on saanut jäykän perustuksen yläpinnan siirtymäksi kuvan 6.11 merkintöjä käyttäen:

$$\Delta = \frac{24 \cdot M}{n_h \cdot D^3} \quad (6.29)$$

Alustalukukertoimen  $n_h$  voidaan käyttää kiertokeskiön yläpuolisen maanpainejakauman painopisteen kohdalla olevaa alustalukukertoimen arvoa. Kaavan (6.20) mukaan alustalukukerroin voidaan laskea avoimen tilan kimmomoduulin  $E_d$  avulla seuraavasti:

$$n_h = 0,9 \cdot \frac{E_d}{l_2 \cdot z_r}$$

### Passiivipaineen kehittymiseen vaadittu kiertymä

Levyäisen rakenteen passiivipaineen kehittymiseksi tarvittava sivusuuntaisen siirtymän  $y_u$  suuruudeksi voidaan RSO:n mukaan olettaa olevan 0,2% levyn korkeudesta  $h$  eli  $y_u = 0,002 \cdot h$ . Kyseisellä siirtymällä alustaluku on seuraava:

$$k_s = \gamma' \cdot z \cdot K_p / 0,002 \cdot h$$

Työnnettäessä seinämäistä rakennetta vaakasuoraan maata vastaan Terzaghin [30] mukaan siihen kohdistuu pienillä alkusiirtymillä korotettu lepopainetila. Tällöin alustaluku on keskitiiviillä maalla kaksinkertainen ja tiiviillä maalla kolminkertainen passiivipaineen mukaan laskettuun alustalukuun verrattuna.

Anturattoman perustuksen murtomomentti voidaan laskea seuraavasti (6.12):

$$M_u = \frac{20}{243} \cdot \omega \cdot \gamma' \cdot K_p \cdot b \cdot D^3$$

Murtomomenttia vastaava kiertymä voidaan laskea passiivipaineen kehittymiseen vaadittavan keskimääräisen siirtymän perusteella. Oletetaan, että passiivipaineen kehittymiseen vaadittavan siirtymän suuruus on 0,002 kertaa kiertokeskiön yläpuolisen osan korkeus:

$$y_u = 0,002 \cdot z_r$$

Passiivipaineen kehittymiseksi vaadittava kiertymä on vastaavasti:

$$\theta_u = \frac{y_u}{\frac{1}{2} \cdot z_r} = \frac{0,002 \cdot z_r}{\frac{1}{2} \cdot z_r} = 0,004 = 4\text{‰}$$

Perustuksen kiertojäykkyys  $\chi^p$  murtomomenttia pienemmillä kuormilla voidaan laskea seuraavasti:

$$\chi^p = \frac{M_u}{0,004}$$

Mikäli ulkoisen momentin aiheuttama sivupaine on lepopainetta pienempi, kiertojäykkyuden voidaan Terzaghin /30/ mukaan olettaa olevan keskitiiviillä maalla kaksinkertainen ja tiiviillä maalla kolminkertainen edellä esitettyyn arvoon verrattuna. Sivupaineen voidaan olettaa olevan lepopainetta pienempi ulkoisen momentin ollessa noin 1/10 murtomomentin suuruinen.

6.1.3.2 Luiskan vaikutus perustuksen kiertymiin ja siirtymiin

Öljymäki /61/ on diplomityössään tutkinut luiskan kaltevuuden vaikutusta porapaalu-perustuksen siirtymiin ja kiertymiin. Öljymäki on laskenut elementtimenetelmällä paalun yläpään siirtymiä ja kiertymiä neljällä eri luiskakaltevuudella, 1:4, 1:3, 1:2 ja 1:1,5 kolmessa eri maaperässä (taulukko 6.4). Laskennassa käytetyn porapaalun koko on ollut 273 x 10 mm, jonka upotussyvyys on ollut 4 m. Paalun maanpäällisen osan pituus on ollut 5 m, ja sen päähän on vaikuttanut vaakasuuntainen voima H.

Taulukko 6.4 Laskennassa käytetyt maaparametrit /61/.

Maalaji	Kimmoiset parametrit		Lujuusparametrit					Dilataatiokulma	
	E	$\nu$	$\phi$	$\beta$	c	d	$\sigma_c^0$	$\psi$	$\psi'$
Hiekka	15	0.313	33	53.08	1.00	2.05	3.68	5.0	10.18
Sora	40	0.278	38	57.16	1.00	1.98	4.10	8.0	16.27
Louhe	50	0.241	43	60.47	1.00	1.89	4.60	10.0	20.24



Laskentojen perusteella on määritelty luiskassa olevan paalun siirtymän ja kiertymän suhde tasamaalla olevan paalun siirtymään ja kiertymään verrattuna (taulukko 6.5). Suhde on laskettu eri kuormilla, minkä jälkeen on laskettu suhteiden keskiarvo. Suhteen vaihteluväli on karkeasti  $\pm 10\%$ , joten sillä ei käytännön mitoituksessa ole suurta merkitystä.

*Taulukko 6.5 Luiskassa ja tasaisella maanpinnalla olevien paalujen yläpään siirtymien ja kiertymien suhteiden arvoja eri kuormitustasoilla /61/.*

Luiskan kaltevuus	$V_{\text{luiska}} / V_{\text{tasamaa}}$				$\Phi_{\text{luiska}} / \Phi_{\text{tasamaa}}$			
	Hiekka $\varphi=33^\circ$ $E=15 \text{ N/mm}^2$		Louhe $\varphi=43^\circ$ $E=50 \text{ N/mm}^2$		Hiekka $\varphi=33^\circ$ $E=15 \text{ N/mm}^2$		Hiekka $\varphi=43^\circ$ $E=50 \text{ N/mm}^2$	
	M=30	M=105	M=50	M=150	M=30	M=105	M=50	M=150
1:4	1,5	1,6	1,4	1,6	1,1	1,2	1,1	1,3
1:3	1,7	1,7	1,7	2,0	1,1	1,3	1,1	1,5
1:2	2,4	2,6	1,8	2,8	1,4	1,6	1,2	1,7
1:1,5	2,7	3,1	2,8	3,5	1,5	1,8	1,5	1,9

- soralla ( $\varphi = 38^\circ$ ,  $E = 40 \text{ N/mm}^2$ ) kertoimet ovat lähellä hiekan kertoimia
- momenttien yksikkö on kNm
- momenttia vastaava vaakakuorma saadaan jakamalla momentti paalun maanpäällisen osan korkeudella 5 m, jolloin vaakakuorman yksiköksi saadaan kN.
- laskennassa käytetty paalukoko 273 x 10 mm

Tulosten perusteella voidaan todeta, että luiskassa ja tasamaalla olevien paalujen kiertymien suhde on pienempi kuin paalun yläpään siirtymien suhde. Suhteiden ero aiheutuu paalun muodonmuutoksista. Kiertymääroja ei voida hyödyntää, koska ne eivät vastaa koko perustuksen kiertymää. Rautateiden anturattomat pilariperustukset ovat niin jäykkiä, että perustuksissa tapahtuvien muodonmuutosten vaikutus perustusten siirtymiin ja kiertymiin on merkityksettömän pieni.

Perustusten yläpinnan siirtymien voidaan olettaa olevan suoraan verrannollisia perustuksen kiertymiin, joten luiskan vaikutus anturattomien jäykkien pilarimaisten pylväsperustusten kiertymiin voidaan määritellä luiskassa ja tasamaalla olevien paalujen siirtymien suhteiden keskiarvon perusteella.

Luiskassa olevan luiskaan päin kuormitetun perustuksen kiertymät saadaan jakamalla tasamaalla olevan perustuksen kiertymät luiskan kaltevuudesta riippuvalla kertoimella  $\alpha$  (taulukko 6.6), joka on määritetty Öljymäen esittämien elementtilaskentojen perusteella. Luiskassa olevaan perustukseen vaikuttavan sivupaineen laskennassa käytettävä luiskakerroin on kappaleessa 6.1.2.4 esitetyn perusteella likimain sama kuin kiertymien laskennassa käytettävä kerroin. Luiskassa olevaan perustukseen vaikuttavan sivupaineen suuruus saadaan kertomalla tasamaalla olevaan perustukseen vaikuttava sivupaine luiskakertoimella  $\alpha$ . Jos luiskakertoimena on  $\alpha$ , voidaan sekä kiertymien että sivupaineen laskennassa käyttää riittävällä tarkkuudella samaa arvoa (taulukko 6.6).

**Taulukko 6.6** Luiskassa olevan perustuksen kiertymien ja sivupaineen määrityksessä käytettävä luiskakerroin.

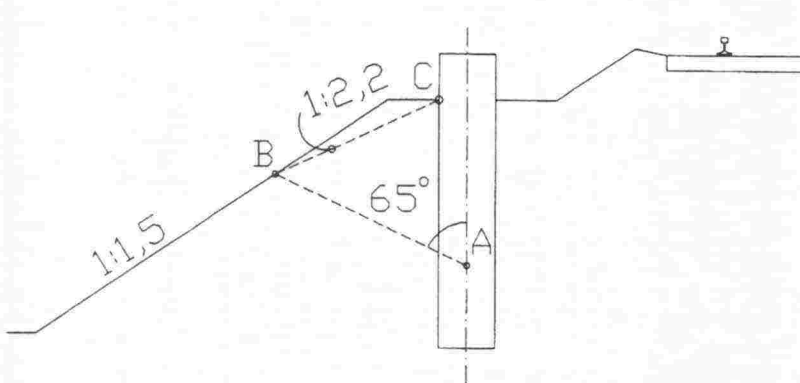
Luiskan kaltevuus $\beta_p$	Luiskakerroin $\alpha$
1:4	0,67
1:3	0,56
1:2	0,42
1:1,5	0,33

Myötökuormaa pienemmillä kuormilla luiskassa olevien perustusten kiertymän voidaan olettaa olevan kimmoista. Tällöin kuorman vaikutuksen perustuksen kiertymiin voidaan olettaa olevan merkityksettömän pieni. Toisin sanoen luiskassa olevan perustuksen kiertymät myötökuormaa pienemmillä kuormilla voidaan laskea vastaavasti kuin tasamaalla olevan perustuksen kiertymät ottamatta huomioon luiskan vaikutusta, mikäli luiskakerroin on otettu huomioon luiskassa olevan perustuksen myötömomentin laskennassa. Täten luiskan vaikutus luiskakertoimen  $\alpha$  avulla otetaan huomioon vain yhteen kertaan.

#### Perustuksen sijainnin vaikutus luiskakertoimeen

Mikäli luiska ei ala heti anturattoman perustuksen etureunasta, laskennassa käytettävän luiskan kaltevuus määritetään seuraavasti:

- perustuksen kiertokeskiöstä (piste A) piirretään  $65^\circ$  kaltevuudella oleva suora maanpinnalle (piste B)
- pisteestä B piirretään suora maanpinnan ja perustuksen etureunan leikkauspisteeseen (piste C)
- laskennassa käytettävän maanpinnan kaltevuus on sama kuin suoran B - C kaltevuus (laskennassa käytettävä luiskan kaltevuus  $\beta_p$  on kuvan 6.13 tapauksessa 1:2,2)



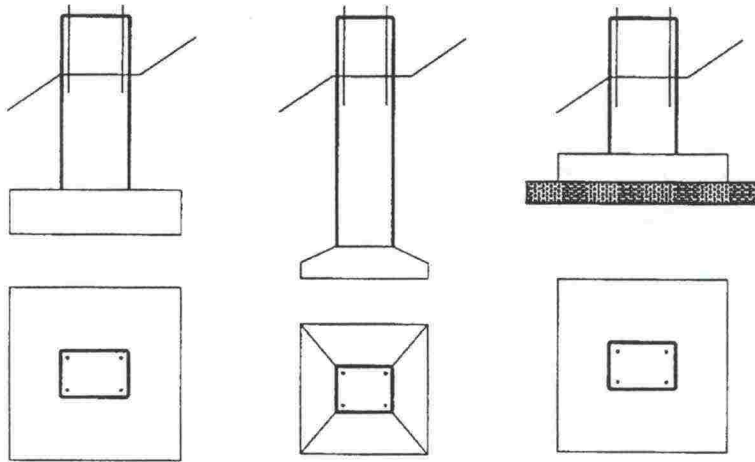
**Kuva 6.12** Luiskan kaltevuuden määrittäminen, kun luiska ei ala heti perustuksen etureunasta.

Luiskassa olevaan rataa päin kuormitettuun perustukseen kohdistuvan sivupaineen suuruus lasketaan vastaavasti kuin tasamaalla olevan perustuksen.

## 6.2 Anturallinen perustus

### 6.2.1 Yleistä

Suomen rautateillä on yleisesti käytössä maanvaraisia anturallisia paikallavalettuja ja elementtirakenteisia perustuksia. Uudet perustukset ovat pääsääntöisesti elementtirakenteisia. Käytössä olevian I- ja P-pylväiden maanvaraisten perustusten periaatteellinen muoto on esitetty kuvassa 6.12.



Kuva 6.13 Periaatepiirustus Suomessa käytössä olevista I- ja P-pylväiden paikallavaletuista ja elementtirakenteisista anturattomista perustuksista.

Perustusten koko ja muoto vaihtelevat eri toimittajien kesken. Nykysuuntauksen mukaan perustusten koko pyritään optimoimaan valmistus-, kuljetus- ja asennuskustannusten minimoimiseksi. Tämä on lisännyt erikokoisten perustusten lukumäärää oleellisesti viime vuosien aikana. Seuraavissa kappaleissa esitetty mitoitusmenetelmä soveltuu käytettäväksi kaikkien tavanomaisimpien käytössä olevien pylväsperustusten mitoittamiseen.

### 6.2.2 Perustuksen momenttikapasiteetti

#### 6.2.2.1 Myötötilan mukainen momenttikapasiteetti

Anturallisen pylväsperustuksen myötömomentin tarkka määrittäminen käytössä olevilla käsinlaskentamenetelmillä ei ole mahdollista. Eri menetelmillä voidaan laskea perustuksen antura- ja pilariosan myötömomentti erikseen, mutta anturaosan vaikutusta pilariosan momenttikapasiteettiin tai pilariosan vaikutusta anturaosan momenttikapasiteettiin niillä ei kuitenkaan saada selville.

Momenttikuormitetun perustuksen kiertokeskiön sijainti määräytyy sivupaineesta ja kitkasta aiheutuvien vaakakuormien tasapainoehtojen perusteella. Kiertokeskiön

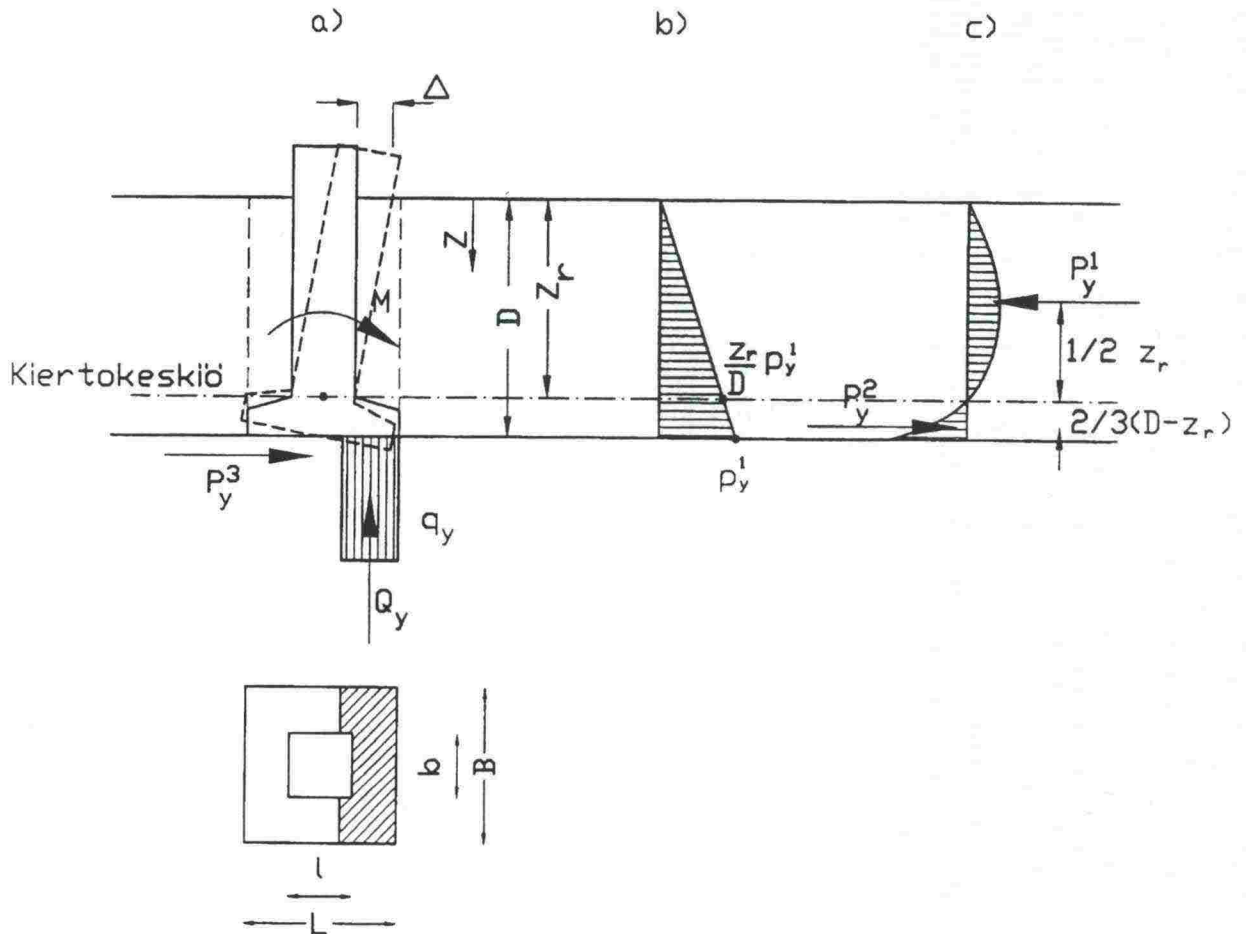


oletetaan sijaitsevan vaakasuunnassa anturan keskellä ja pystysuunnassa anturan yläreunan tasolla. Kiertokeskiön sijainnin tarkka määrittäminen ei tässä yhteydessä ole tarkoituksenmukaista, koska sen vaikutus sivupaineesta johtuvaan pystyssä pitävään momenttiin on vähäinen ja toisaalta sivupaineesta johtuvan pystyssä pitävän momentin osuus koko perustuksen momenttikapasiteetista on noin  $1/3$ . Kiertokeskiön sijainnin määrittämisessä tehtävästä virheestä aiheutuva momenttikapasiteetin muutos on täten merkityksettömän pieni ( $\pm 5\%$ ).

Perustuksen kiertymien ja siirtymien voidaan olettaa olevan kimmoisia myötökuormia pienemmillä kuormilla. Tällöin perustukseen kohdistuvan pohjapaineen ja sivupaineen voidaan olettaa olevan suoraan verrannollisia tarkasteltavan osan siirtymiin. Mikäli oletamme, että sivu- tai pohjapaineen mukaan määritetyt myötökiertymät ovat yhtä suuria, koko perustuksen myötömomentti on sama kuin eri osien myötömomenttien summa.

Kuvassa 6.14a) on esitetty anturallisen pylväsperustuksen kiertymä oletetun kierto-keskiön ympäri sekä perustuksen anturaosaan kohdistuva kitkavoima  $P_y^3$  ja pohjapaine  $q_y$ . Perustukseen kohdistuva sivupaineen maksimi myötötilassa on esitetty kuvassa 6.14b). Perustukseen kohdistuvan sivupaineen suuruus on riippuvainen tarkasteltavan pisteen siirtymästä. Oletetaan, että momenttikuormitetun anturattoman perustuksen myötömomentti saavutetaan tilanteessa, jossa kierto-keskiön yläpuolisen maanpainejakauman (kuva 6.14c) resultantin kohdalla oleva maanpaine on myötöä vastaavan sivupaineen  $p_y$  suuruinen. Oletetaan lisäksi, että maanpaineen suuruus kehittyy lineaarisesti siirtymän funktiona myös myötösiirtymää suuremmilla siirtymillä. Oletuksien vaikutuksesta laskettava myötömomentti on lievästi epävarmalla puolella. Momenttikuormitetun perustuksen sivupaine on myötöä vastaava sivupaine kerrottuna tarkastelupisteen siirtymän ja myötöä vastaavan siirtymän suhteella. Mikäli sivusiirtymä  $\Delta$  kierto-keskiön yläpuolisen maanpainejakauman resultanttipisteen ( $P_y^1$ ) kohdalla on 1, siirtymä maanpinnan tasolla on likimain 2.

Pohjapainejakauma on kolmiomainen, mikäli sen oletetaan kehittyvän lineaarisesti siirtymän funktiona. Pohjarakennusohjeiden /43/ mukaan kantokyvyn määräävä pohjapaine lasketaan keskimääräisen tasaisesti jakautuneen pohjapaineen (kuva 6.14a) mukaan. Pohjapaineen resultantin  $Q_y$  etäisyys perustuksen kierto-keskiöstä määräytyy kuormituksen epäkeskisyyden perusteella.



Kuva 6.14

Momenttikuormitetun anturallisen perustuksen toiminta:

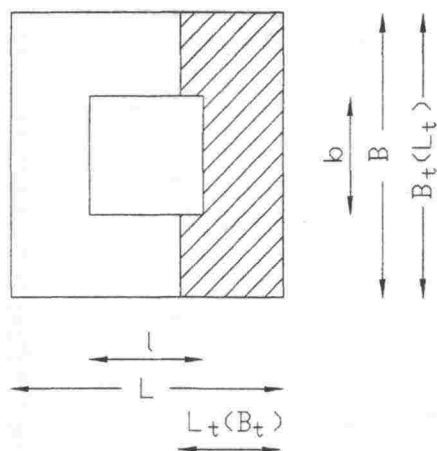
- a) perustuksen sivusiirtymä, kitkavoima  $P_y^3$  ja pohjapaine  $q_y$   
 b) sivupaineen maksimi  $p_y$   
 c) siirtymien mukaan määritelty sivupainejakauma ja sivuvastukset  $P_y$

### Pohjapaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti

Anturaosan myötömomentti määräytyy pohjapaineesta johtuvan pystyssä pitävän momentin perusteella, joka voidaan määrittää kantokyvyn määräävän pohjapaineen  $q_y$  mukaan seuraavasti:

1. Arvioidaan anturan määräävän laskentamomentin  $M_d$  suuruus (radan suuntainen kuormitus oletetaan merkityksettömän pieneksi)
2. Lasketaan kuormitusresultanttiin nähden symmetrisellä alalla vaikuttava pohjapaine  $q$  (kuva 6.15). Pohjapainejakauma määräytyy perustuksen mittasuhteiden, pysty- ja vaakakuormien sekä momentin perusteella.
3. Lasketaan anturan tehokkaan alan kantokykyä vastaava keskimääräinen pohjapaine  $q_y$ .
4. Mikäli  $q \approx q_y$ , arvioitu momentti on yhtä suuri kuin anturaosan momenttikapasiteetti. Mikäli  $q \neq q_y$ , arvioidaan momentti uudestaan eli palataan kohtaan 1.

Kantokyvyn määräävä pohjapaine voidaan laskea Pohjarakennusohjeissa (RIL 121-1988) esitetyllä kantavuuskaavalla silloin, kun kaavan edellyttämä murtokuvio voi muodostua homogeenisessä maapohjassa. Muissa tapauksissa anturaperustuksen kantokyky arvioidaan liukupintojen avulla tai määritellään koekuormitusten perusteella.



Kuva 6.15 Epäkeskisesti kuormitetun perustuksen tehokas pinta-ala /43/.

Pohjarakennusohjeen mukaan anturan kantokyvyn määräämä keskimääräinen pohjapaine  $q_y$  saadaan kantavuuskaavalla:

$$q_y = c_d N_c s_c i_c + \gamma'_1 D N_D s_D i_D + 0.5 \gamma'_2 B_o N_B s_B i_B \quad (6.30)$$

Esitetyn kaavan kertoimille on olemassa useita teoreettisia lausekkeita, jotka on johdettu toisistaan poikkeavien maanpaine- ja murtoliukupintaotaksumien perusteella. Pohjarakennusohjeen mukaan kantavuuskertoimet lasketaan kaavoilla:

$$N_D = \tan^2(45^\circ + \varphi_d / 2) e^{\pi \tan \varphi_d} \quad (6.31)$$

$$N_c = (N_D - 1) \cot \varphi_d \quad (6.32)$$

$$N_B = 1.5(N_D - 1) \tan \varphi_d \quad (6.33)$$

$$\tan \varphi_d = \tan \varphi / \gamma_\varphi \quad (6.34)$$

Dimensiottomat kertoimet  $s$  ja  $i$  määritellään kaavoilla:

$$s_B = 1 - 0.4(B/L) \quad (6.35)$$

$$s_D = s_c = 1 + 0.2(B/L) \quad (6.36)$$

$$i_c = i_D = (1 - H_d / (V_d + A \cdot c_d \cot \varphi_d))^2 \quad (6.37)$$



$$i_B = (1 - H_d / (V_d + A \cdot c_d \cot \varphi_d))^4 \quad (6.38)$$

Epäkeskeisesti kuormitetun perustuksen kantokyky lasketaan kuormitusresultanttiin nähden symmetrisen alueen mukaan (kuva 6.15) korvaamalla edellä mainituissa kaavoissa anturan dimensiot tehokkaan alueen dimensioilla.  $e_L$ ,  $e_B$  ovat kuormitusresultanttien epäkeskisyydet.  $A_t = L_t \cdot B_t$  on kuormitusresultanttiin nähden symmetrisen alue.

$$L_t(B_t) = L - 2e_L \quad (6.39)$$

$$B_t(L_t) = B - 2e_B \quad (6.40)$$

$$A_t = L_t \cdot B_t \quad (6.41)$$

Mikäli  $L_t < B_t$ , käytetään suluissa olevia arvoja.

Pohjarakennusohjeissa on todettu, että mitoituksessa voidaan käyttää tarkempia menetelmiä, mikäli kuormitusresultantin vinous ( $H/V > 0,4$ ) tai kuormituksen epäkeskisyys on suuri ( $e_B > 0,3B$ ,  $e_L > 0,3L$ ). Esitetyn menetelmän käyttöä ei kuitenkaan ole kielletty myöskään näissä tapauksissa.

Pohjarakennusohjeissa on todettu, että laskentatapa ei sovellu louhetäytön eikä suunnittelemattomasti rakennetulle täytölle tehtävien perustusten mitoittamiseen. Hienorakeisen ja löyhän karkearakeisen maakerroksen varaan perustettaessa anturan kantavuus on Pohjarakennusohjeiden mukaan määriteltävä aina erikseen painuma- ja kantokykylaskelmien perusteella. Pohjarakennusohjeiden mukainen anturan suurempi sivumitta  $L_0$  tai tehokkaan alan sivumitta  $L_t$  ei välttämättä ole sama kuin edellä esitetty perustuksen pituus  $L$ , koska maanvaraisilla pylväasperustuksilla tehokkaan alan leveys kuormitussuuntaan nähden voi olla suurempi kuin tehokkaan alan pituus.

Pylväasperustuksiin kohdistuva momenttikuorma aiheutuu pääosin ajolangalta ja kannattimelta sekä muilta ratajohdoilta tulevista pysty- ja vaakakuormista. Ajolanka ja kannatin on kiinnitetty ajojohdinpylväisiin kääntöorsin, joten niistä ei yleensä aiheudu pylväisiin radan suuntaisia kuormia. Poikkeuksena on kiristyspylväs, johon kannatin ankkuroidaan. Radan suuntainen kuorma aiheutuu pääsääntöisesti pylväisiin kohdistuvasta tuulikuormasta. Ajojohdinperustuksiin vaikuttava rataa vastaan kohtisuoraan oleva momentti on yleensä mitoittava radan suuntaisen momentin ollessa merkityksettömän pieni. Täten radan suuntaista kuormaepäkeskisyyttä ei yleensä tarvitse ottaa huomioon.

### Sivupaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti

Pilariosan myötötilan mukainen momenttikapasiteetti voidaan laskea perustukseen kohdistuvan sivupaineen avulla.

Anturaan kohdistuvan sivupaineen suuruus ei määrydy suhteellisen siirtymän perusteella, koska antura on leveämpi kuin pilariosa. Perustuksen myötömomentti voidaan laskea kuvassa 6.14c) esitetyn sivupainejakauman perusteella. Mikäli oletamme, että anturaosaan kohdistuvien vaakakuormien resultantti sijaitsee  $\frac{2}{3} \cdot (D - z_r)$  etäisyydellä kiertoakeskiöstä, on perustuksen myötömomentti seuraava:

$$M_y = P_y^1 \cdot \frac{1}{2} \cdot z_r + (P_y^2 + P_y^3) \cdot \frac{2}{3} \cdot (D - z_r) \quad (6.42)$$

Tasapainoehtojen mukaan perustukseen kohdistuvien vaakakuormien summan on oltava nolla, joten anturaosaan kohdistuvan sivuvastuksen ja kitkavoiman summan on oltava yhtä suuri kuin pilariosaan kohdistuva sivuvastus:

$$P_y^2 + P_y^3 = P_y^1 \quad (6.43)$$

joten  $M_y$  saadaan muotoon

$$M_y = P_y^1 \cdot \frac{1}{2} \cdot z_r + P_y^1 \cdot \frac{2}{3} \cdot (D - z_r) \quad (6.44)$$

Sivuvastus  $P_y^1$  on kiertoakeskiön yläpuolisen osan vaakasiirtymän perusteella seuraava:

$$P_y^1 = \frac{1}{6} \cdot z_r \cdot 2 \cdot \frac{z_r}{D} \cdot p_y^1 \cdot b \quad (6.45)$$

Perustustasossa oleva maksimisivupaine kaavan (6.7) mukaan on:

$$p_y^1 = \frac{1}{2} \cdot \omega \cdot \gamma' \cdot D \cdot K_p \quad (6.46)$$

Sijoitetaan sivupaine sivuvastuksen yhtälöön ja saatu sivuvastus momenttiyhtälöön, jolloin sivupaineesta aiheutuva myötömomentti on:

$$M_y = \frac{1}{6} \cdot \omega \cdot \gamma' \cdot K_p \cdot b \cdot z_r^2 \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot D - \frac{1}{6} \cdot z_r \right) \quad (6.47)$$

#### 6.2.2.2 Murtotilan mukainen momenttikapasiteetti

##### Pohjapaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti

Pohjapaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti voidaan laskea myötötilan mukaisen mitoituksen perusteella. Myötötilassa on laskettu perustuksen myötömomentti ja sitä vastaava pohjapainejakauma ja pohjapaine. Kantokyvyn määräävä keskimääräinen pohjapaine  $q_y$  saadulle pohjapainejakaumalle on laskettu kitkakulman laskenta-arvon  $\phi_d$  perusteella. Murtotilassa kantokyvyn määräävä keskimääräinen pohjapaine  $q_u$  lasketaan kitkakulman ominaisarvon  $\phi$  perusteella. Myötömomentin ja murtomomentin suhteen voidaan olettaa olevan lähes yhtä suuri kuin kitkakulman ominaisarvolla ja laskenta-arvolla laskettujen keskimääräisten pohjapaineiden suhde, joten murtomomentti on:

$$\frac{M_y}{M_u} = \frac{q_y}{q_u} \quad (6.48)$$

$$\Leftrightarrow M_u = \frac{q_u}{q_y} \cdot M_y \quad (6.49)$$

$q_y$  myötömomentin aiheuttamalle pohjapainejakaumalle **kitkakulman laskenta-arvon** mukaan laskettu kantokyvyn määräävä keskimääräinen pohjapaine

$q_u$  myötömomentin aiheuttamalle pohjapainejakaumalle **kitkakulman ominais-arvon** mukaan laskettu kantokyvyn määräävä keskimääräinen pohjapaine

### Sivupaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti

Anturallisen pylväasperustuksen momenttikapasiteetti muodostuu pääosin pohjapaineesta johtuvasta pystyssä pitävästä momentista. Murtomomentin voidaan täten olettaa määräytyvän anturaosan alla olevan maan murtumisen perusteella. Murtotilan sivupainejakauman voidaan olettaa olevan likimain kuvan 6.14c) mukainen. Perustukseen kohdistuvan sivupaineen voidaan olettaa kehittyvän lineaarisesti perustuksen murtoon saakka. Ennen murtoa kiertoakeskiön yläpuolisen maanpainejakauman resultantin kohdalla maanpaineen voidaan olettaa olevan murtokuorman  $p_u$  suuruinen. Murto-kuorma on RSO:n mukaan kaksi kertaa myötökuorman suuruinen  $M_u = 2 \cdot M_y$ . Myötömomentti lasketaan kaavan (6.47) mukaan, joten murtomomentti on seuraava:

$$M_u = \frac{1}{3} \cdot \omega \cdot \gamma' \cdot K_p \cdot b \cdot z_r^2 \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot D - \frac{1}{6} \cdot z_r \right) \quad (6.50)$$

### 6.2.2.3 Varmuus murtumista vastaan

Anturallisen pylväasperustuksen momenttikapasiteetti muodostuu pääasiassa sivupaineesta ja pohjapaineesta johtuvasta pystyssä pitävästä momentista. Sivupaine vaikuttaa pilariosaan ja pohjapaine anturaosaan. Pohjapaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti on yleensä merkittävästi suurempi kuin sivupaineesta johtuva momentti, joten varmuuden murtumista vastaan voidaan olettaa määräytyvän pohjapaineesta johtuvan pystyssä pitävän momentin perusteella. Varmuus pylväasperustuksen murtumista vastaan on esitetty kappaleessa 6.1.2.3.

Anturaperustuksen myötö- ja murtotilan mukaisen momenttikapasiteetin laskenta on esitetty kappaleissa 6.2.2.1 ja 6.2.2.2. Myötötilan mukaisen kantokyvyn määrittämisessä käytetään kitkakulman laskenta-arvoa, joka lasketaan kaavan (6.34) perusteella seuraavasti:

$$\tan \varphi_d = \tan \varphi / \gamma_\varphi$$

Murtotilan mukaisen kantokyvyn määrittämisessä käytetään kitkakulman ominaisarvoa. Myötö- ja murtomomentin suhteen voidaan olettaa olevan sama kuin kitkakulman laskenta-arvon ja ominaisarvon mukaan laskettujen kantokykyjen suhde. Kitkakulman ominaisarvojen ja kitkakulman laskenta-arvojen mukaan määritettyjen kantokykyjen



suhde tämän tutkimuksen yhteydessä koekuormitetuilla perustuksilla on 1,8–2,1. Varmuus anturallisen pylväsperustuksen murtoa vastaan on täten >1,8.

#### 6.2.2.4 Luiskan vaikutus perustuksen momenttikapasiteettiin

Anturaperustuksen kantokyky tasaiselle maalle perustettaessa voidaan laskea kantavuuskaavan avulla. Kaavan muoto ja kertoimet vaihtelevat valitun laskentamenetelmän mukaan. Maanpinnan kaltevuus otetaan huomioon erilaisilla kaltevuuskertoimilla. Kertoimien määrittelyssä käytetyt oletukset voivat vaihdella oleellisesti. Täten myös maanpinnan kaltevuuden huomioon ottavat mitoitusmenetelmät voivat antaa toisistaan poikkeavia tuloksia.

Luiskan vaikutus anturaperustuksen kantokykyyn voidaan laskea usealla eri menetelmällä. Pohjarakennusohjeiden mukaan maapohjan murtumisvaara voidaan selvittää liukupinta-analyysillä tai homogeenisen pohjamaan osalta murtotilaan perustuvia kantavuuskaavoja käyttäen. Anturaperustuksen kantokyky voidaan laskea kantavuuskaavan avulla silloin, kun kantavuuskaavan edellyttämä murtokuvio voi muodostua homogeenisessä maapohjassa. Muissa tapauksissa anturaperustuksen kantokyky arvioidaan liukupintojen avulla tai koekuormituksella.

Pohjarakennusohjeissa ei ole erikseen käsitelty luiskan vaikutusta perustuksen kantokykyyn eikä myöskään ole esitetty mitään yksittäistä laskentamenetelmää ongelmien ratkaisemiseksi. Suunnittelijalla on täten vapaus valita mitoitukseen kulloinkin parhaiten soveltuva menetelmä.

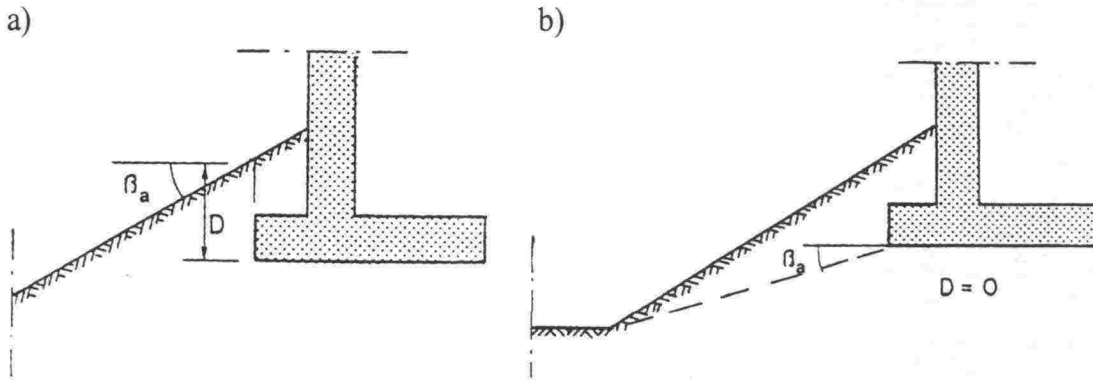
Suomessa luiskan vaikutus lasketaan yleensä ”Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa” /56/ mukaan. Ohjeen mukaan maanpinnan ollessa kalteva, kantavuuskaavan mukaan vaakasuoralle pinnalle laskettua kantokykyä on pienennettävä kertoimella:

$$g = (1 - 0,5 \tan \beta_a)^5 \quad (6.51)$$

$\beta_a$  on luiskan kaltevuus vaakatason suhteen

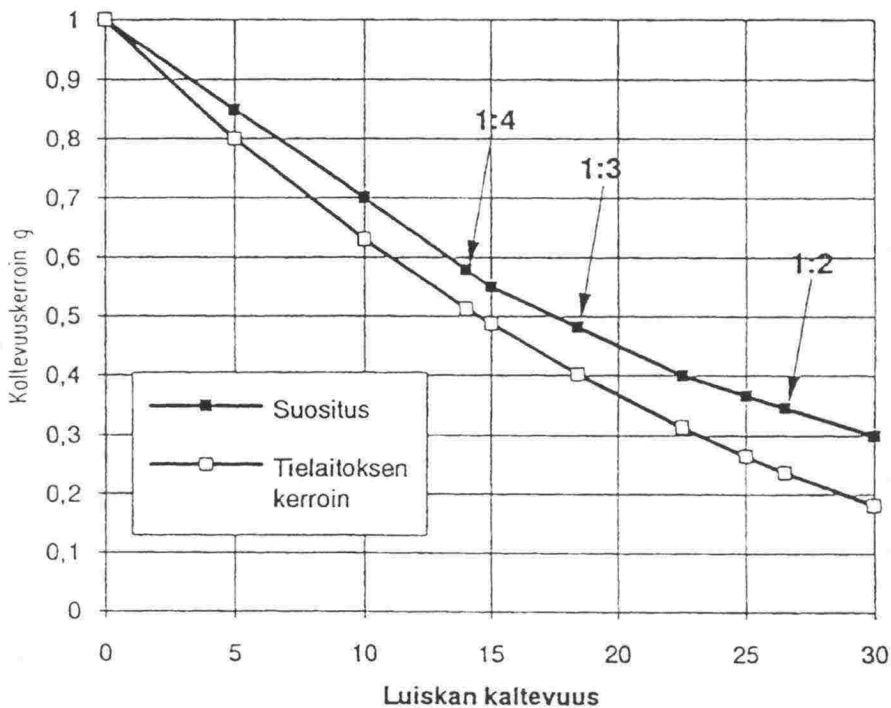
Kaltevuuskorjauksen suuruus määräytyy perustamissyvyyden ja korjauskertoimen perusteella. ”Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa” mukaan kantavuuskorjaus voidaan laskea kahdella vaihtoehtoisella tavalla (kuva 6.16). Mitoituskantokyvyksi saadaan suurempi saaduista arvoista.

Tielaitoksen ohjeessa esitetyllä kantavuuskaavalla tarkoitetaan DIN-normin 4017 /9/ mukaista käytäntöä vastaavaa kantavuuskaavaa. Muidenkaan kantavuuskaavojen käyttöä ei ole kielletty. Pohjarakennusohjeen mukaisen kantavuuskaavan kertoimet eroavat DIN-normin mukaisen kantavuuskaavan kertoimista. DIN-normin 4017 mukaiset kantavuudet ovat pylväsperustuksilla 20–30 % Pohjarakennusohjeen mukaisia kantavuuksia pienempiä. Täten Pohjarakennusohjeen mukainen mitoitus on DIN-normin 4017 mukaiseen mitoitukseen verrattuna varmalla puolella.



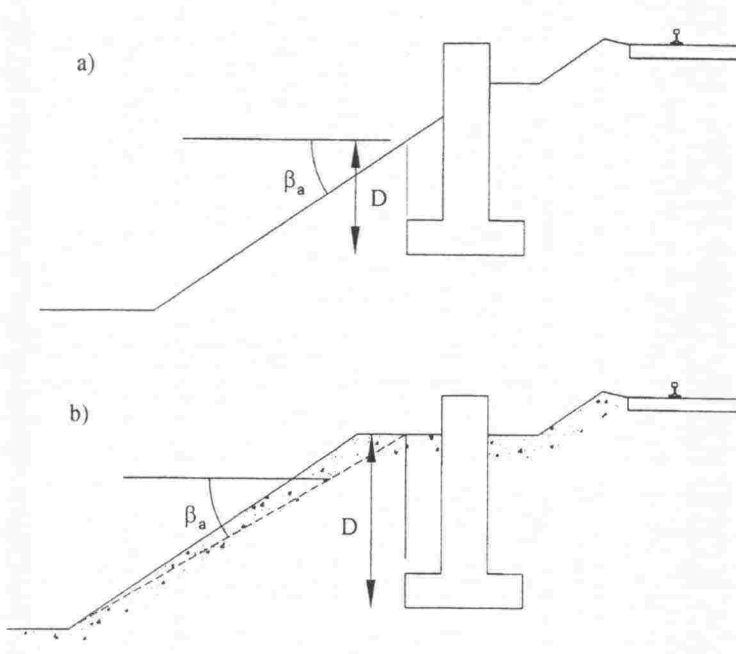
Kuva 6.16 Kaltevan maanpinnan huomioon ottaminen /56/:  
a) Laskentapa 1 b) Laskentapa 2

Kulmala /21/ on tutkinut luiskaan perustettavan tukitelineen kantokyvyn määrittämiseen soveltuvia laskentamenetelmiä. Kulmala on tehnyt koekuormituksia laboratorio-olosuhteissa eri maalajeilla ja eri luiskankaltevuuksilla ja verrannut luiskassa olevien perustusten kantavuutta tasaisella maalla olevien perustusten kantavuuteen. Luiskankaltevuuskerroin on laskettu jakamalla luiskassa olevan perustuksen kantokyky tasaisella maalla olevan perustuksen kantokyvyllä. Koekuormitustulosten perusteella on annettu suositus luiskankaltevuuskertoimesta (kuva 6.17). Rautateiden maanvaraisten pylväasperustusten ja Kulmalan tutkimuksessa käytettyjen perustusten muoto ja perustamissyvyys eroavat toisistaan. Luiskankaltevuuden vaikutuksen ajojohdinpylväasperustuksen kantavuuden määräävään pohjapaineeseen voidaan kuitenkin olettaa olevan Kulmalan esittämien tulosten mukainen.



Kuva 6.17 Koetulosten perusteella määritetty kaltevuuskorjausdiagrammi luiskankaltevuuden funktiona /21/.

Pylväsperustusten kantokykyä vastaavan keskimääräisen pohjapaineen  $q_y$  laskennassa korjauskertoimenä voidaan käyttää kuvan 6.16 perusteella määritettyjä arvoja (taulukko 6.7). Mikäli luiska alkaa heti perustuksen pilariosan etureunan kohdalta, luiskan kaltevuus  $\beta_a$  ja perustussyvyys  $D$  määritetään kuvan 6.18a) mukaan. Mikäli luiska ei ala heti anturallisen perustuksen pilariosan etureunan kohdalta, luiskan kaltevuus  $\beta_a$  ja perustussyvyys  $D$  määritetään kuvan 6.18b) mukaan. Luiskan kaltevuus on tällöin anturan etureunan kohdalta luiskan alareunaan piirretyn suoran kaltevuus.



Kuva 6.18 Kaltevan maanpinnan huomioon ottaminen.

Taulukko 6.7 Korjauskerroin  $g$  luiskan kaltevuuden  $\beta_1$  funktiona /21/.

Luiskan kaltevuus $\beta_a$	Korjauskerroin $g$
1:4	0,58
1:3	0,48
1:2	0,35
1:1,5	0,23



### 6.2.3 Perustuksen kiertymät ja siirtymät

#### 6.2.3.1 Kiertymien ja siirtymien laskenta klassisen teorian mukaan

Anturallisen pylväspäristuksen kiertymien tarkka määrittäminen käytössä olevilla käsinlaskentamenetelmillä ei ole mahdollista. Eri menetelmillä voidaan laskea päristuksen antura- ja pilariosan kiertojäykkyys, mutta anturaosan vaikutusta pilariosan kiertojäykkyyteen tai pilariosan vaikutusta anturaosan kiertojäykkyyteen niillä ei kuitenkaan saada selville. Anturallisen päristuksen kiertojäykkyyttä voidaan arvioida laskemalla eri osien kiertojäykkyys yhteen. Koko päristuksen kiertovastus on tällöin eri osien yhteen laskettu kiertovastus. Momentin aiheuttama kiertymä saadaan jakamalla momentti anturaosan kiertovastuksen  $\chi^a$  ja pilariosan kiertovastuksen  $\chi^p$  summalla.

$$\theta = \frac{M}{\chi^a + \chi^p} \quad (6.52)$$

#### Anturaosan kiertovastus

Päristuksen anturaosan kiertymä voidaan laskea Leen /23/ mukaan kaavalla:

$$\theta = \frac{M}{B_t \cdot L_t^2} \cdot \frac{1 - \nu^2}{E_s} \cdot I_m \quad (6.53)$$

Anturaosan kiertovastus on täten:

$$\chi^a = \frac{M}{\theta} = \frac{1}{\frac{(1 - \nu^2) \cdot I_m}{B_t \cdot L_t^2 \cdot E_s}} = \frac{B_t \cdot L_t^2 \cdot E_s}{(1 - \nu^2) \cdot I_m} \quad (6.54)$$

Päristuksen muotokerroin voidaan määrittää taulukon 6.8 avulla. Laskentamenetelmän yhteydessä esitetyt maalajien muodonmuutosmoduulit ja Poissonin vakiot ovat taulukossa 6.9 ja 6.10. Tarkat parametrit voidaan määrittää maaperästä tehtyjen laboratoriokokeiden avulla.

Taulukko 6.8 Jäykän perustuksen muotokerroin  $I_m$  /23/.

Perustuksen muoto	$I_m$
Ympyrä	6,0
Neliö	3,7
Nelikulmio $L/B=$	
0,2	2,29
0,5	3,33
1,5	4,12
2	4,38
5	4,82
10	4,93
100	5,06

Taulukko 6.9 Eri maalajien Poissonin lukuja /3/.

Maalaji	$\nu$
Kyllästynyt savi	0,4-0,5
Kyllästymätön savi	0,1-0,3
Hiekkainen savi	0,2-0,3
Siltti	0,3-0,35
Karkea hiekka (huokosluku 0,4-0,7)	0,15
Hieno hiekka (huokosluku = 0,4-0,7)	0,25
Kallio	0,1-0,4

Taulukko 6.10 Maalajien tyypillisiä kimmomoduulin arvoja /3/.

Maalaji	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]
Hyvin pehmeä savi	0,3-3,0
Pehmeä savi	2,0-4,0
Keskitiivis savi	4,5-9,0
Tiivis savi	7,0-20,0
Hiekkainen savi	30,0-42,5
Moreeni	10,0-160,0
Silttinen hiekka	5,0-20,0
Löyhä hiekka	10,0-25,0
Tiivis hiekka	50,0-100,0
Löyhä sora	80,0-200,0
Tiivis sora	50,0-140,0
Siltti	2,0-20,0

### Pilariosan kiertymän laskenta alustelukumenetelmällä

Sivupaine  $p_y$  sekä sivupaineen resultantti eli sivuvastus  $P_y$  voidaan laskea kaavoista:

$$p_y = k_s \cdot \Delta \quad (6.55)$$

$$P_y = k_s \cdot \Delta \cdot \Delta D \cdot b = n_h \cdot z \cdot \Delta D \cdot \Delta \quad (6.56)$$

Kuvan 6.13 merkintöjä käyttäen:

$$P_y^1 = \frac{1}{6} \cdot n_h \cdot \Delta \cdot z_r^2 \quad (6.57)$$

$$P_y^2 = \frac{1}{6} \cdot (D - z_r) \cdot \frac{(D - z_r) \cdot \Delta}{z_r} \cdot (n_h \cdot z_r + 2 \cdot n_h \cdot D) \quad (6.58)$$

Mikäli oletetaan, että rakennetta kuormitetaan vain ulkoisella momentilla ja vaakuorma on nolla, sivuvastuksien  $P_y^1$  ja  $P_y^2$  on oltava yhtä suuret. Kun  $P_y^1 = P_y^2$ , kierto-keskiön voidaan olettaa olevan vaakasuunnassa perustuksen keskellä ja pystysuunnassa anturan yläpinnan kohdalla.

Oletetaan, että sivuvastus  $P_y^1$  sijaitsee  $\frac{1}{2} \cdot z_r$  etäisyydellä kierto-keskiöstä ja sivuvastus  $P_y^2$  sijaitsee  $\frac{2}{3} \cdot (D - z_r)$  etäisyydellä kierto-keskiöstä. Sivuvastuksien aiheuttama momentti  $M$  painopisteeseen on tällöin:

$$M = P_y^1 \cdot \frac{1}{2} \cdot z_r + P_y^2 \cdot \frac{2}{3} \cdot (D - z_r) = \frac{1}{9} \cdot n_h \cdot \Delta \cdot z_r^2 \cdot D - \frac{1}{36} \cdot n_h \cdot \Delta \cdot z_r^3 \quad (6.59)$$

Momentin aiheuttama perustuksen yläpinnan siirtymä ja kiertymä ovat vastaavasti:

$$\Delta = \frac{M}{\frac{1}{9} \cdot n_h \cdot z_r^2 \cdot D - \frac{1}{36} \cdot n_h \cdot z_r^3} \quad (6.60)$$

$$\theta = \frac{\Delta}{z_r} = \frac{M}{(\frac{1}{9} \cdot n_h \cdot z_r^2 \cdot D - \frac{1}{36} \cdot n_h \cdot z_r^3) \cdot z_r} \quad (6.61)$$

Pilariosasta aiheutuva kiertovastus voidaan laskea seuraavasti:

$$\chi^p = \frac{M}{\theta} = (\frac{1}{9} \cdot n_h \cdot z_r^2 \cdot D - \frac{1}{36} \cdot n_h \cdot z_r^3) \cdot z_r \quad (6.62)$$

Anturattoman perustuksen kiertojäykkyyttä  $\chi^p$  on arvioitu kappaleessa 6.1.3.1. Kiertojäykkyys murtomomenttia pienemmillä kuormilla voidaan laskea seuraavasti:



$$\chi^p = \frac{M_u}{0,004}$$

Mikäli ulkoisen momentin aiheuttama sivupaine on lepopainetta pienempi, kiertojäykkyuden voidaan Terzaghin /30/ mukaan olettaa olevan keskitiiviillä maalla kaksinkertainen ja tiiviillä maalla kolminkertainen edellä esitettyyn arvoon verrattuna. Sivupaineen voidaan olettaa olevan lepopainetta pienempi ulkoisen momentin ollessa noin 1/10 murtomomentin suuruinen.

### 6.2.3.2 Luiskan vaikutus perustuksen siirtymiin ja kiertymiin

Tasamaalla olevan anturallisen pylväsperstuksen kiertymien suuruutta voidaan arvioida perustuksen kiertojäykkyuden perusteella. Edellisessä kappaleessa on esitetty kiertymien arviointiin soveltuva likimenetelmä. Luiska vaikuttaa perustuksen pilariosan toimintaan eri tavalla kuin perustuksen anturaosan toimintaan. Luiskan voidaan olettaa vaikuttavan anturallisen perustuksen pilariosan toimintaan vastaavasti kuin anturattoman perustuksen toimintaan (6.1.3.2). Anturaosan kiertymät luiskaan päin voidaan laskea samalla tavalla kuin tasamaalla olevan perustuksen kiertymät, mikäli maassa tapahtuvien muodonmuutosten voidaan olettaa olevan lineaarisesti kimmoisia. Muodonmuutosten voidaan olettaa olevan kimmoisia, mikäli perustusta kuormittava momentti on myötömomenttia pienempi. Luiskaan päin kuormitetun perustuksen anturaosan myötömomentti on pienempi kuin tasamaalla olevan perustuksen myötömomentti. Täten luiskaan päin kuormitetun perustuksen myötökiertymän voidaan olettaa olevan tasamaalla olevan perustuksen myötökiertymää pienempi.

### 6.2.3.3 Siirtymän ja kiertymän raja-arvot

Perustuksen siirtymälle tai kiertymälle ei ole olemassa käyttökelpoisia mitoitusarvoja. Rata-pylvään mitoituksessa käytettävät raja-arvot on määriteltä SSR:ssä /31/. Vahvavirta-ilmajohtomääräysten /51/ mukaan perustus on mitoitettava ja rakennettava siten, että se kestää rikkoutumatta ja aiheuttamatta pylväälle vahingollista siirtymää tai kallistumaa, kun perustusta kuormittaa kappaleessa 3. määritellyt kuormitukset kulloinkin vaaditulla varmuuskertoimella kerrottuna.

SSR:n kohdan 3.231 mukaan teräs- tai betonipylvään taipuma ei saa ylittää seuraavia raja-arvoja:

Radan suunnassa:

- muuttuva taipuma + pysyvä taipuma 2,0 % pylvään korkeudesta,
- pysyvä taipuma 1,0 %

Kohtisuoraan rataa vasten:

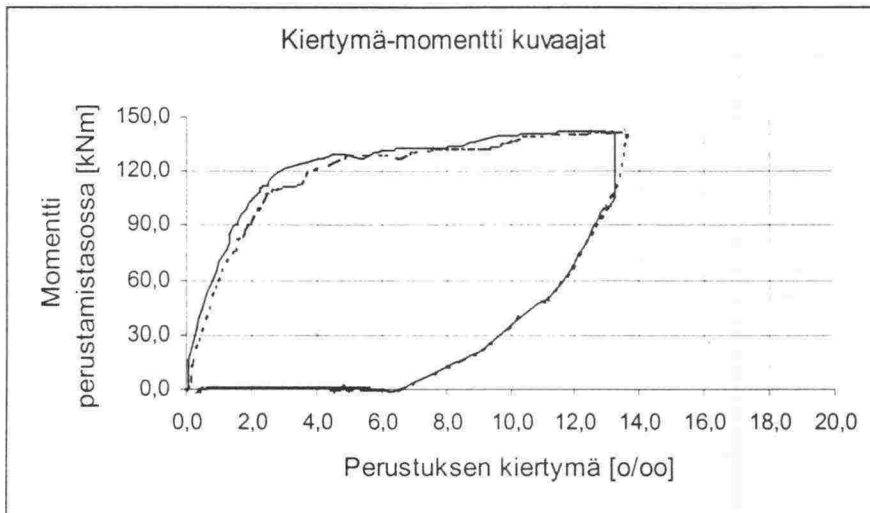
- muuttuva taipuma 130 mm
- pysyvä taipuma 1,0 % pylvään korkeudesta

Portaaliorsien suurin sallittu taipuma on  $L/150$ , jossa  $L$  on orren pituus. Orsiin on järjestettävä maksimitaipumaa vastaava esikorotus. Ulokepylväessä taipumarajoitus

koskee orren omaa taipumaa. Pylvään taipuman vaikutus orren taipumaan voidaan kompensoida jalan esikallistuksella.

Pylvään taipuman raja-arvot on määritelty pylvääseen kiinnittyvien laitteiden sallimien sijaintipoikkeamien perusteella. Pylvään taipumissa ei ole otettu huomioon perustuksen mahdollista siirtymistä, vaan se oletetaan siirtymättömäksi. Mikäli perustusta käsitellään pylvään osana, voidaan perustuksen kiertymän raja-arvot määritellä pylväälle esitettyjen raja-arvojen perusteella. Tällöin perustuksen mahdollinen kiertymä on vähennettävä pylväälle esitetystä raja-arvosta.

Tutkimuksen yhteydessä tehtyjen koekuormitusten perusteella on todettu, että perustusten kiertymä on yleensä kimmoista noin 1–2 ‰ asti niillä perustuksilla, joiden ympärystäyttö on hyvin tiivistettyä soraa tai hiekkaa (kuva 6.19). Tämän jälkeen perustuksen kiertymät ovat osittain plastisia. Murtuminen tapahtuu yleensä 6–10 ‰ kiertymillä. Koko perustuksen vaakasiirtymät ovat koekuormitustulosten perusteella vähäisiä, joten niitä ei tarvitse ottaa huomioon. Koekuormitusten perusteella perustusten kiertymät ovat edellä mainittuihin verrattuna moninkertaisia niillä perustuksilla, joiden ylä- ja alapuolinen täyttö on löyhää.



Kuva 6.19 Rataosuudella Tuomioja - Raahe olevan anturallisen perustuksen 700/9 kiertymä-momenttikuvaaja, kun kuormitus on vaikuttanut rataan päin.

Portaalipylväät ja -orret mitoitetaan jatkuvana rakenteena. Mitoituksessa oletetaan, että perustus on täysin jäykkä. Perustuksen kiertyminen muuttaa oleellisesti rakenteen staattista toimintaa ja täten myös rakenteen kantavuutta. Perustuksen kiertyminen voi ilmentyä esimerkiksi portaaliarren ja portaalipylvään välisen pulttiliitoksen pettämisenä.

Perustukseen ei saa tulla pysyviä kiertymiä käyttötilan mukaisista kuormista. Täten perustuksen kiertymän raja-arvoksi voidaan perustellusti valita esitetty  $< 2 \text{ ‰}$ . Kyseisestä kiertymästä aiheutuu ajolankoihin alle 20 mm siirtymä. Teräspylvään taipumat voivat aiheuttaa pylvääseen kiinnittyviin laitteisiin yli 100 mm siirtymän, joten perustukselle sallitun kiertymän vaikutus ajolankojen siirtymään on alle 20 %.

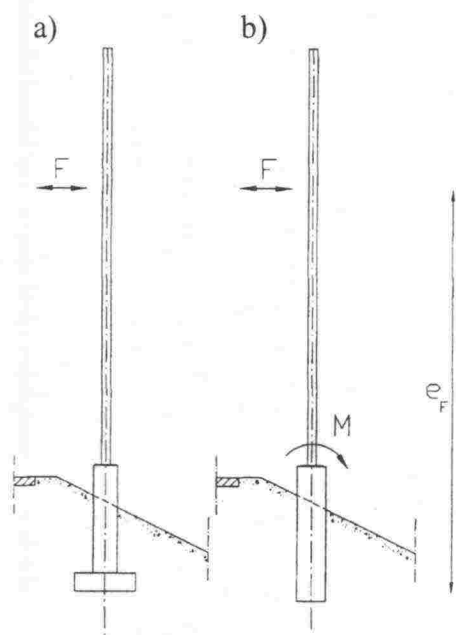
## 7. MAANVARAISTEN RATAJOHTOPYLVÄSPERUSTUSTEN VAAKAKAPASITEETIN ANALYSOINTI ELEMENTTIMENETELMÄLLÄ

### 7.1 Yleistä

Elementtimenetelmällä analysoitiin tämän tutkimuksen yhteydessä koekuormitettujen perustusten ja maan yhteistoimintaa. Tutkittavia perustuksia olivat luiskassa ja tasamaalla oleva anturaton perustus 181/29 rataosuudella Sääksjärvi–Perkkiö, luiskassa oleva anturallinen perustus 181/34 rataosuudella Sääksjärvi–Perkkiö sekä luiskaan läheisyydessä oleva anturallinen perustus rataosuudella Tuomioja–Raahe. Perustusten sijoitus ratapenkereeseen on esitetty liitteessä 4. Perustusten mittatiedot on esitetty liitteessä 5. Perustusten rakennepiirustukset on esitetty liitteessä 2.

Perustusten ympärillä oleva maa oletettiin löyhäksi soraksi. Laskentoja on tehty myös siten, että perustusten ympärillä oleva maa oletettiin tiiviiksi soraksi. Löyhän ja tiiviin soran lujuusparametrien mukaan lasketut perustuksen siirtymät ja kiertymät olivat lähes samassa suhteessa eri maalajien muodonmuutosmoduulien suhteiden kanssa, joten siirtymien ja kiertymien esittäminen eri tapauksissa ei ole tarkoituksenmukaista.

Perustuksia kuormitettiin elementtimallissa vaakavoimalla  $F$  tai taivutusmomentilla  $M$  (kuva 7.1). Taivutusmomentti kohdistui perustuksen yläreunaan. Vaakavoiman etäisyys perustustasosta  $e_F$  oli perustuksella 700/9  $e_F = 6,55$  (kuva 7.1a), 181/34  $e_F = 8,75$  m (kuva 7.1a) ja 181/29  $e_F = 8,5$  m (kuva 7.1b).



Kuva 7.1 Perustusten kuormitus vaakakuormalla ja momentilla.



## 7.2 Mallinnus

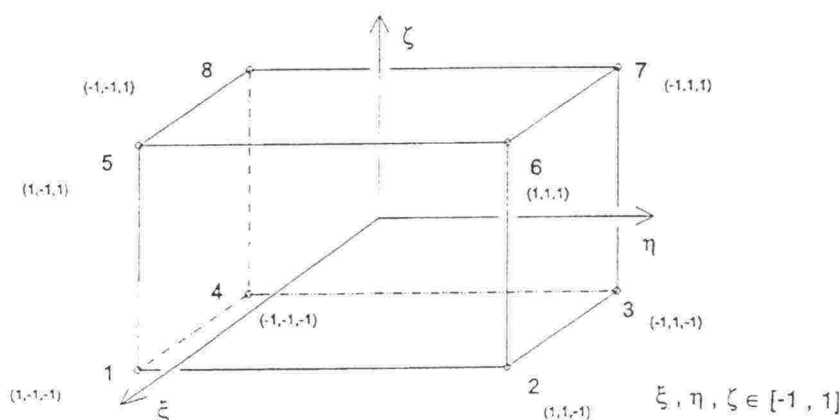
### 7.2.1 Käytetty ohjelmisto

Maanvaraisten pylväasperustusten 3D-mallinnus tehtiin kaupallisen analyysiohjelman ABAQUS versiolla 6.1. ABAQUS on FEM-ratkaisumenetelmälle perustuva ohjelmisto, jota voidaan soveltaa myös epälineaarisiin maan ja rakenteen yhteistoimintaa mallintaviin analysointeihin.

ABAQUS-ohjelman käyttö edellyttää valmiin syötetiedoston (\*.inp) olemassaoloa. Syötetiedostossa määritellään käytettävä solmu- ja elementtiverkko, solmujen kiinnitetyt vapausasteet, elementtityypit, elementteihin liittyvät maaparametrit, maaperän alkujännitystilaan liittyvät parametrit sekä kuormitusolosuhteet. Syötetiedostossa määritetään myös tulostiedostoihin (\*.dat, \*.odb) kerättävä laskennan kuluessa saatava informaatio, joka voi käsittää esimerkiksi solmusiirtymät ja -voimat tai elementtien jännitystilan vain tietyissä ennalta valituissa leikkauksissa, pinnoissa tai solmuissa.

### 7.2.2 Käytetyt elementit

Maanvaraisten pylväasperustusten kantokykyä mallinnettaessa käytettiin 8-solmuisia lineaarisia kuutioelementtejä (kuva 7.2), joiden kulmiin sijoitetuilla solmuilla oli kolme siirtymävapausastetta. Kiertymää ei näin ollen solmuissa otettu huomioon. Samantyyppisiä elementtejä käytettiin sekä maaperän että anturan mallintamiseen. ABAQUS-ohjelmiston elementtikirjastossa tarvittavan kuutioelementtityypin nimenä oli C3D8.



Kuva 7.2

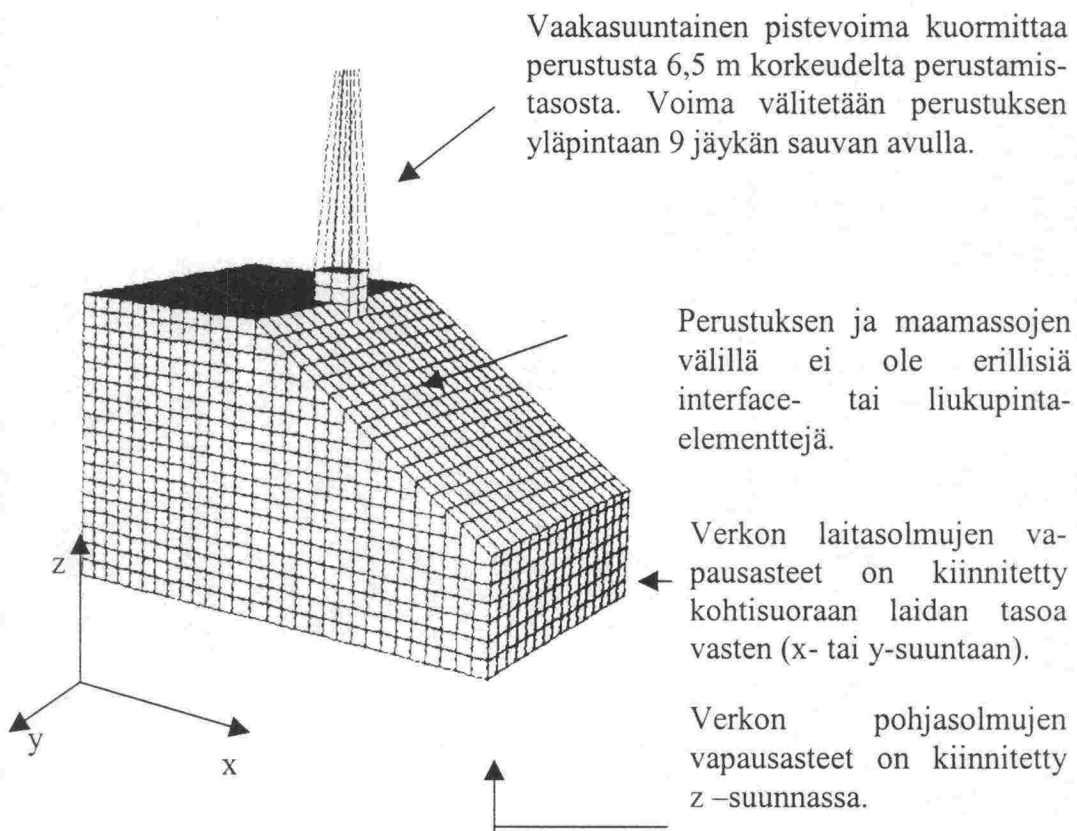
Trilineaarinen 8-solmuinen suorakulmainen särmiöelementti.

### 7.2.3 Käytetyt elementtiverkot

Elementtiverkolla mallinnettiin pengerluiskaan asennettuja tyyppiperustuksia kuvan 7.3 verkon mukaisesti. Elementtiverkot koottiin toisiinsa liitetyistä kuutioelementeistä, eikä maamassan ja perustuselementtien välillä käytetty erillisiä interface- tai liukupinta-elementtejä. Tällä perustuksen ja maan välisen kontaktipinnan jäykistyksellä saatiin malleista laskennallisesti yksinkertaisempia ja vältettiin leikkauspinnan paikallisesta liukumisesta ja murtumisesta syntyvät konvergenssiongelmat.

Verkon laitasolmujen vapausasteet on sidottu vain kohtisuorassa suunnassa verkon pintaa vasten, jolloin solmujen liikkeet pinnan tasossa ovat mahdollisia. Verkon pohjan solmupisteiden vapausasteet on sidottu vain z-suunnassa.

Perustuksia kuormitettiin vaakasuuntaisella pistemäisellä voimalla tai momentilla. Vaakakuorma on välitetty perustuksen yläpintaan erittäin jäykkien sauvaelementtien avulla, jotka kiinnittyvät jäykästi perustuksen yläpinnan solmuihin kuvan 7.3 mukaisesti.



Kuva 7.3 Maanvaraisten pylväsperustusten 3D -mallinnuksissa käytettyjen elementtiverkkojen yleispiirteet.

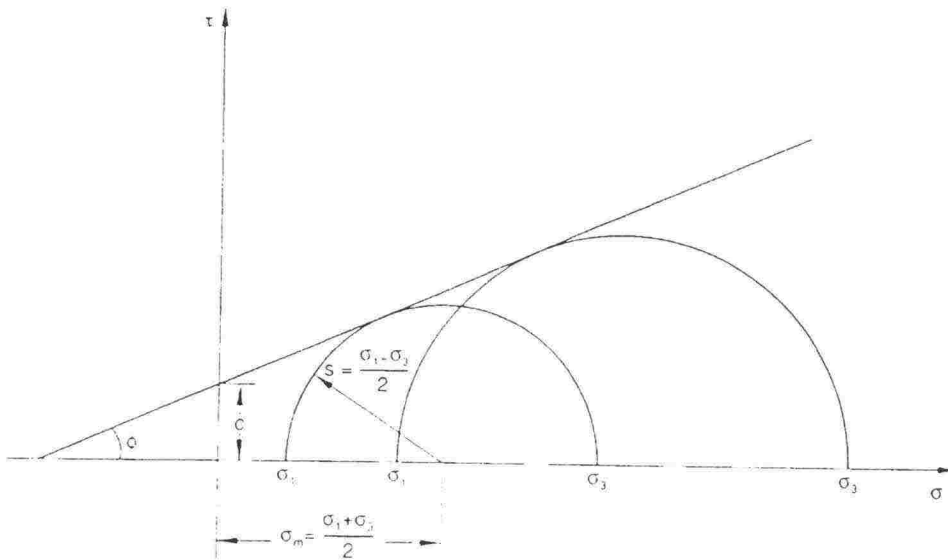
Elementeistä koottavat verkot muodostavat koko mallinnettavan rakenteen ja maapohjan fyysisen kuvan. Yleissääntönä voidaan pitää sitä, että maapohjaa mallintavan verkon on ulotuttava pysty- ja vaakasuunnissa niin pitkälle, että

maapohjaan kuormitettaessa syntyvät jännitykset ehtivät tasaantua ennen mallin reunoja. Tällöin verkon reunojen tuenta ja reunasolmujen sidotut vapausasteet eivät pääse vaikuttamaan tuloksiin ja malli toimii reunaehdoiltaan kuten todellinen maapohja. Pylväspäristysten analyysissä käytetyt elementtiverkot on esitetty liitteissä 6–9.

#### 7.2.4 Käytetty materiaalimalli ja maaparametrit

Suoritetuissa analysoinneissa maan käyttäytymistä kuvattiin Mohr-Coulombin myötöehdolla. Materiaalissa toteutuvan jännitystilän ollessa myötöehdon toteuttavan myötöpinnan sisäpuolella, muodonmuutokset ovat elastisia (kuva 7.4). Jännitystilän kasvaessa myötöpinnalle tai pyrkiessä kasvamaan myötöpinnan ulkopuolelle muodonmuutokset muuttuvat plastisiksi. Mohr-Coulombin myötöpinta määrittää materiaalin lujuuskäyttäytymisen koheesion ja sisäisen kitkakulman sekä vallitsevan tehokkaan normaali-jännityksen funktiona kaavan (7.1) mukaisesti:

$$\tau_f = c - \sigma_n \tan \phi \quad (7.1)$$



Kuva 7.4 Mohr-Coulombin myötöehto ABAQUS-koodin soveltamassa muodossa.



Anturan ja kuormitusvipuina käytettyjen sauvaelementtien oletettiin olevan elastisia ja lähes äärettömän jäykkiä. Maelementtien käyttäytymistä kuormituksen alaisena määrittivät Mohr-Coulombin myötoehdon mukaisesti sekä elastiset jäykkyysparametrit että maan lujuutta ja plastisoitumista määrittävät parametrit:

Muodonmuutosmoduuli  $E$  tarkoittaa deviatorisen jännityksen lisäyksen suhdetta aiheutuvaan muodonmuutokseen:

$$E_s = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_1} = \frac{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3}{\Delta \varepsilon_1} \quad (7.2)$$

Muodonmuutosmoduuli määritetään kolmiakσιαalikokeen jännitys-muodonmuutoskuvaajista tai arvioidaan muulla tavoin siten, että koko laskennan ajan vakiona pysyvä moduulin arvo vastaa mahdollisimman tarkasti pohjamaassa kuormituksen aikana syntyvän jännitystilän jännitys-muodonmuutossuhdetta.

Poissonin luku  $\nu$  voidaan määrittää jännityksen maassa aiheuttamien muodonmuutosten avulla kaavasta (7.3):

$$\nu = -\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \quad (7.3)$$

Leikkausmoduuli  $G$  on laskettu muodonmuutosmodulin  $E$  ja Poissonin luvun  $\nu$  seuraavasti:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (7.4)$$

Sisäinen kitka  $\phi$  aiheutuu maarakeiden välisestä hankauksesta ja se muodostuu kitkan tapaan tukipinnassa vaikuttavan normaalijännityksen ja kitkakertoimen tulona. Kitkakerroin ilmaistaan kitkakulman tangenttina. Maan sisäiseen kitkakulmaan vaikuttavat merkittävimmin maan raekoostumus, rakeiden muoto ja pyöristyneisyys sekä maan tiiviys.

Koheesio  $c$  aiheutuu maahiukkasten välisistä kiinnevoimista sekä myös mineraalihiukkasia ympäröivien vesivaippojen ja itse hiukkasten sähköstaattisista voimista. Koheesioon vaikuttavat eniten rakeisuus ja vesipitoisuus. Kitkamaalajien jännitys-muodonmuutoskäyttäytymistä mallinnettaessa koheesion arvoksi täytyy usein laksennallisista syistä käyttää arvoa  $c \geq 1 \text{ kN/m}^2$ .

Dilataatio tarkoittaa vallitsevien leikkausmuodonmuutosten aiheuttamaa maan tilavuuden muutosta. Dilataatiokulmalla  $\psi$  tarkoitetaan tilavuudenmuutosnopeutta kulloinkin käytettävässä koordinaatistossa. Kriittisen tilan muodonmuutoksia käytettäessä dilataatiokulman teoreettinen fysikaalinen määritys saadaan seuraavasti:

$$\tan \psi = \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s} \quad (7.5)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (7.6)$$

Koska muodonmuutosinkrementti on kohtisuorassa plastista potentiaalipintaa vastaan, dilataatiokulma ilmaisee myös plastisen potentiaalipinnan kaltevuuden käytetyssä koordinaatistossa. Dilataatiokulmaa  $\psi$  tarvitaan mallintamaan maaperässä tapahtuvaa palautumatonta plastista tilavuuden muutosta.

Ennen laskentaprosessin alkua lasketaan tutkittavan maamassan alkujännitystila, jossa selvitetään maakerrosten jännitystila ilman ulkoisia kuormia.

Maamassan alkujännitystilan laskennassa käytetään maamassan taulukon 7.1 mukaisia tilavuuspainoja sekä vaakasuuntaisten jännitysten laskennassa lepopaineekerrointa eli lepopaineen maanpainelukua  $K_0$ , joka määritetään pengermassan kitkakulman avulla seuraavasti:

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (7.7)$$

Analyyseissä käytetyt maaparametrit ja maan jäykkyys- ja lujuusparametrit sekä löyhän että tiiviin penkereen tapauksissa on esitetty taulukossa 7.1. Dilataatiokulman arvona molemmista tapauksista käytettiin lukua  $\psi = 0^\circ$ . Alkujännitystila laskettiin siten, että betonisen perustuselementin omapaino on mukana alkujännitystilaa iteroitaessa.

*Taulukko 7.1 Laskennoissa käytetyt penkereen lujuus- ja jäykkyysparametrit.*

	Tilavuuspaino $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Kitkakulma $\phi$ [°]	Dilataatiokulma $\psi$ [°]	Muodonmuutosmoduuli $E_s$ [MPa]	Poissonin luku $\nu$
Sora	19	36	0	4-15	0,3
Perustus	24	-	-	500 000	0,3

Pylväsperustusten analysoinnissa käytetyt maaparametrit on esitetty tarkemmin liitteiden 6–9 kuvassa 2.

Laskennoissa betonisten perustusrakenteiden oletettiin toimivan täysin elastisesti käytetyillä kuormitustasoilla.

### 7.3 Tulokset

#### 7.3.1 Jännitys jakauma ja muodonmuutokset

Perustuksesta aiheutuu maahan leikkaus-, pysty- ja vaakajännityksiä. Jännitys jakaumat täydellä kuormituksella on esitetty liitteissä 6–9. Jakaumien perusteella voidaan arvioida perustuksen muodon ja kuormituksen vaikutus perustuksen ja maan yhteistoimintaan sekä arvioida perustuksen murtokapasiteetin laskennassa käytettyjen murtopintojen oikeellisuutta.

#### 7.3.2 Siirtymät ja kiertymät

Elementtimenetelmällä analysoitujen perustusten yläreunan siirtymät sekä perustuksen kiertymä ja kiertokeskiön sijainti on esitetty taulukoissa 7.2–7.8 sekä kuvissa 7.5–7.7. Taulukoissa käytetyt merkinnät ovat seuraavat:

F	vaakavoima
M	perustuksen yläreunaan kohdistuva momenttikuorma
$M_F$	vaakavoiman aiheuttama momentti perustustasossa
$\Delta$	perustuksen yläreunan vaakasiirtymä
$\theta$	perustuksen kiertymä

#### Anturaton perustus 181/29 rataosuudella Sääksjärvi - Perkkiö

Taulukko 7.2 Luiskaan päin kuormitetun perustuksen 181/29 siirtymät, kiertymät ja kiertokeskiön sijainti.

F [kN]	$M_F$ [kNm]	$\Delta$ [mm]	$\theta$ [‰]	$z_r / D$
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,00	25,50	1,16	0,55	0,68
3,75	31,88	1,46	0,70	0,68
4,02	34,17	1,58	0,73	0,70
4,44	37,74	1,77	0,83	0,69
5,10	43,35	2,08	0,98	0,68
5,31	45,14	2,20	1,05	0,67
5,67	48,20	2,39	1,13	0,68
6,21	52,79	2,71	1,27	0,69
6,75	57,38	3,05	1,43	0,69

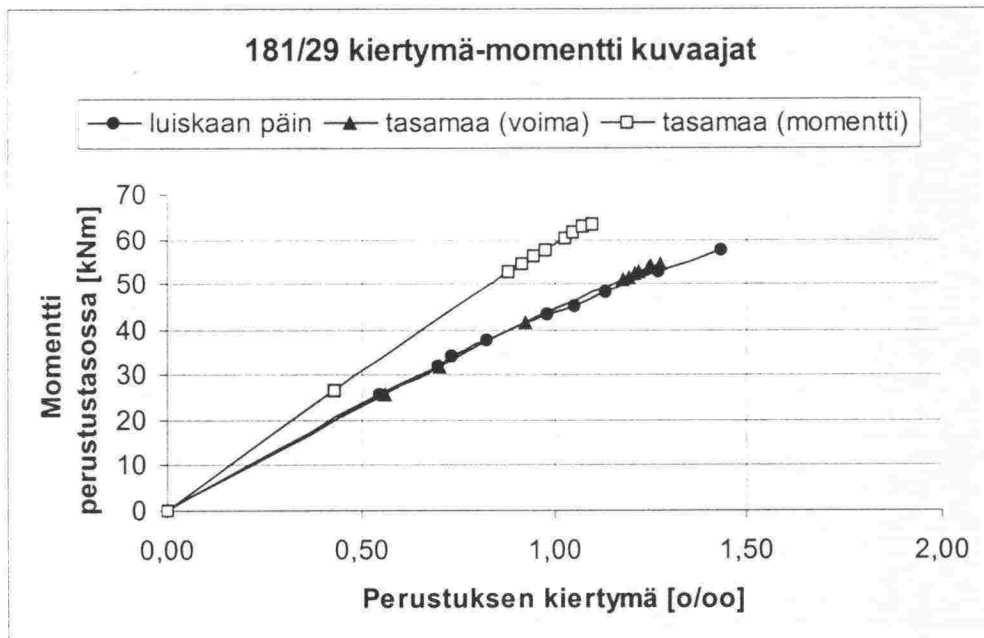


Taulukko 7.3 Tasamaalla olevan vaakavoimalla kuormitetun perustuksen 181/29 siirtymät, kiertymät ja kiertokeskiön sijainti.

F [kN]	M <sub>F</sub> [kNm]	Δ [mm]	θ [°/∞]	z <sub>r</sub> / D
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,00	25,50	1,19	0,56	0,69
3,75	31,88	1,50	0,70	0,69
4,89	41,57	1,99	0,93	0,69
6,00	51,00	2,51	1,18	0,69
6,06	51,51	2,55	1,19	0,69
6,15	52,28	2,59	1,21	0,69
6,21	52,79	2,62	1,22	0,69
6,33	53,81	2,67	1,25	0,69
6,36	54,06	2,69	1,25	0,70
6,42	54,57	2,72	1,27	0,69

Taulukko 7.4 Tasamaalla olevan momentilla kuormitetun perustuksen 181/29 siirtymät, kiertymät ja kiertokeskiön sijainti.

M [kNm]	Δ [mm]	θ [°/∞]	z <sub>r</sub> / D
0,00	0,00	0,00	0,00
26,40	0,85	0,43	0,63
52,80	1,75	0,88	0,63
54,38	1,80	0,91	0,63
56,23	1,87	0,95	0,63
57,82	1,92	0,98	0,63
60,19	2,03	1,03	0,63
61,51	2,07	1,05	0,63
62,83	2,12	1,07	0,63
63,36	2,18	1,10	0,63



Kuva 7.5 Luiskassa luiskaan päin kuormitetun ja tasamaalla vaakavoimalla ja momentilla kuormitetun perustuksen 181/29 kiertymät momentin funktiona.

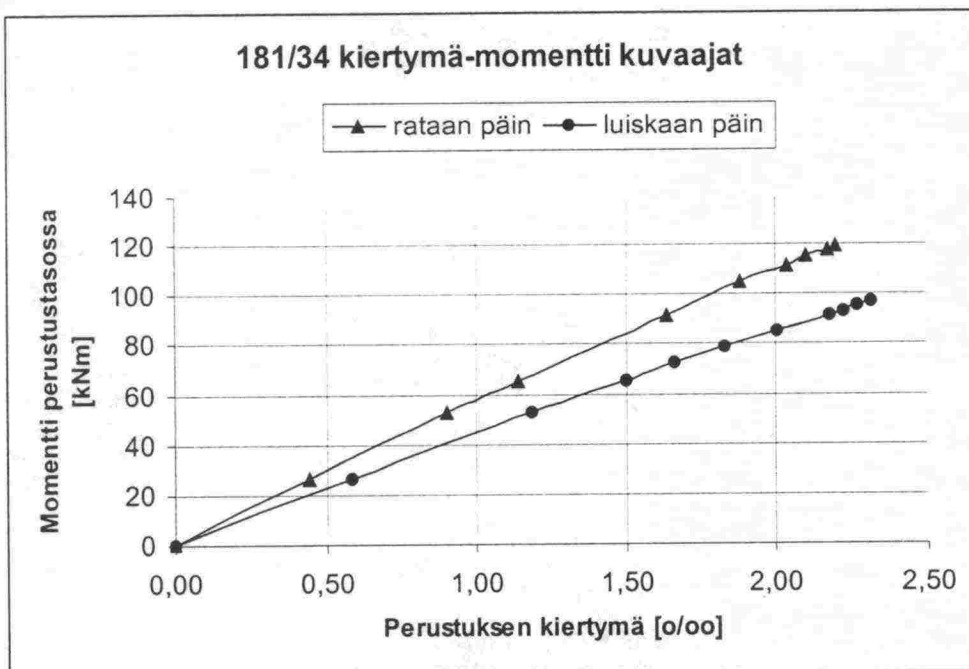
### Anturallinen perustus 181/34 rataosuudella Sääksjärvi - Perkkiö

Taulukko 7.5 Rataan päin kuormitetun perustuksen 181/34 siirtymät, kiertymät ja kiertokeskiön sijainti.

F [kN]	M <sub>F</sub> [kNm]	Δ [mm]	θ [‰]	z <sub>r</sub> / D
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,00	26,25	1,15	0,45	0,90
6,00	52,50	2,34	0,90	0,90
7,50	65,63	2,95	1,14	0,90
10,50	91,88	4,24	1,63	0,90
12,00	105,00	4,92	1,88	0,91
12,75	111,56	5,27	2,03	0,90
13,14	114,98	5,45	2,10	0,90
13,50	118,13	5,63	2,17	0,90
13,65	119,44	5,70	2,20	0,90

Taulukko 7.6 Luiskaan päin kuormitetun perustuksen 181/34 siirtymät, kiertymät ja kiertokeskiön sijainti.

F [kN]	M <sub>F</sub> [kNm]	Δ [mm]	θ [‰]	z <sub>r</sub> / D
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,00	26,25	1,58	0,59	0,95
6,00	52,50	3,21	1,19	0,96
7,50	65,63	4,06	1,50	0,96
8,25	72,19	4,50	1,66	0,96
9,00	78,75	4,95	1,83	0,96
9,75	85,31	5,43	2,00	0,96
10,50	91,88	5,91	2,18	0,96
10,68	93,45	6,03	2,23	0,96
10,89	95,29	6,16	2,27	0,96
11,07	96,86	6,29	2,32	0,96



Kuva 7.6 Luiskaan ja rataan päin kuormitetun perustuksen 181/34 kiertymät momentin funktiona.

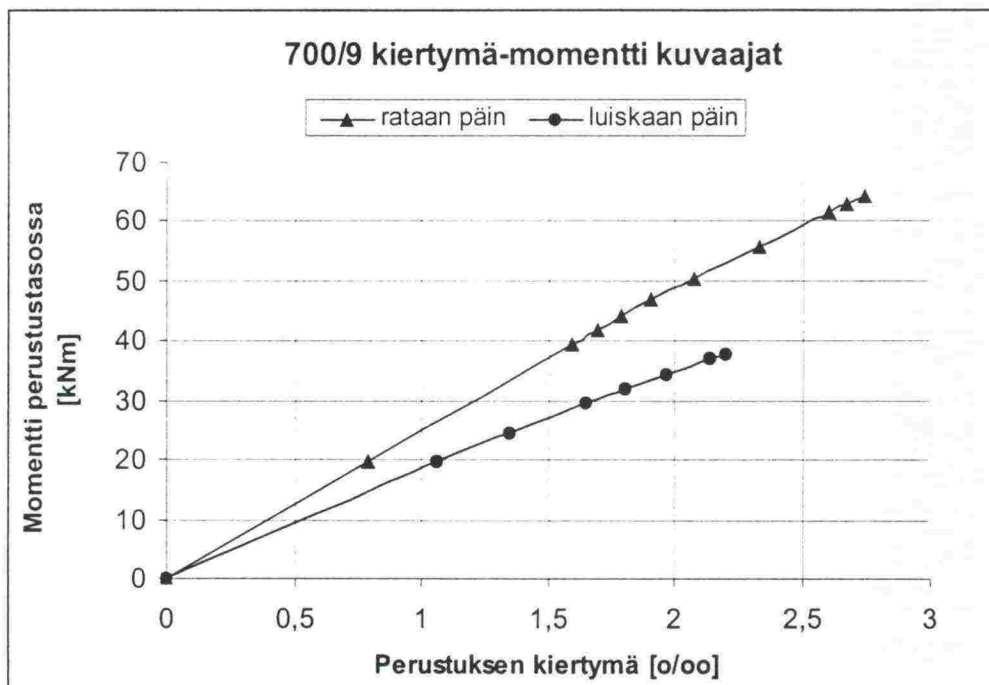
### Anturallinen perustus 700/9 ratavälillä Tuomioja - Raahe

Taulukko 7.7 Rataan päin kuormitetun perustuksen 700/9 siirtymät, kiertymät ja kiertokeskiön sijainti.

F [kN]	M <sub>F</sub> [kNm]	Δ [mm]	θ [°/∞]	z <sub>r</sub> / D
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,00	19,65	1,62	0,79	0,92
6,00	39,30	3,28	1,59	0,92
6,39	41,85	3,49	1,70	0,92
6,75	44,21	3,71	1,79	0,93
7,14	46,77	3,92	1,91	0,92
7,68	50,30	4,25	2,08	0,91
8,52	55,81	4,77	2,33	0,91
9,39	61,50	5,32	2,60	0,91
9,60	62,88	5,46	2,67	0,91
9,81	64,26	5,60	2,74	0,91

Taulukko 7.8 Luiskaan päin kuormitetun perustuksen 700/9 siirtymät, kiertymät ja kiertokeskiön sijainti.

F [kN]	M <sub>F</sub> [kNm]	Δ [mm]	θ [°/∞]	z <sub>r</sub> / D
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,00	19,65	2,31	1,06	0,98
3,75	24,56	2,93	1,35	0,98
4,50	29,48	3,59	1,65	0,99
4,89	32,03	3,94	1,81	0,99
5,25	34,39	4,30	1,97	0,99
5,64	36,94	4,66	2,14	0,99
5,76	37,73	4,81	2,20	0,99



Kuva 7.7 Luiskaan ja rataa päin kuormitetun perustuksen 700/9 kiertymät momentin funktiona.



#### **7.4 Tulosten vertailu**

Elementtiohjelmalla laskettujen tulosten vertailu koekuormitustuloksiin on esitetty kappaleessa 8. Koekuormitusjärjestelyt ja koekuormitustulokset kokonaisuudessaan on esitetty tämän tutkimuksen yhteydessä laaditussa koekuormitusraportissa. Koekuormitustulosten mittatiedot ja koekuormitustulokset on esitetty liitteessä 5.

## 8. KOE KUORMITUSTULOSTEN JA LASKENTATULOSTEN VERTAILU

### 8.1 Yleistä

Tämän tutkimuksen yhteydessä on koekuormitettu anturallisia ja anturattomia pylväsperustuksia. Koekuormitettujen perustusten mitta- ja sijaintitiedot on esitetty erillisessä koekuormitusraportissa. Tässä tutkimusraportissa esitetään koekuormitustulokset vain eri tulosten vertailun vaatimassa laajuudessa. Koekuormitettujen perustusten kohdalta on tehty painokairauksia ja otettu häiriintyneitä maanäytteitä. Pohjatutkimusten perusteella arvioidaan perustuksen ympärillä olevan maan tilavuuspaino ja lujuusparametrit. Vertailulaskelmissa oletetaan kitkakulman ominaisarvon ja maan tilavuuspainon olevan  $\phi=32^\circ$  ja  $\gamma'=17 \text{ kN/m}^3$  tai  $\phi=36^\circ$  ja  $\gamma'=19 \text{ kN/m}^3$ .

Seuraavissa kappaleissa on esitetty yksityiskohtaisesti yhden anturattoman ja yhden anturallisen perustuksen myötö- ja murtomomentin sekä kiertymien laskenta. Esimerkkilaskenta on tehty kappaleessa 6 esitettyjen periaatteiden mukaan. Anturaton esimerkkiperustus on Sääksjärvi-Perkkiö ratavälillä koekuormitettu vanha I-pylvään perustus 181/29 (liite 4 1/3). Anturallinen esimerkkiperustus on samalla ratavälillä koekuormitettu uusi portaalipylvään perustus 181/34 (liite 4 2/3). Muiden perustusten myötö- ja murtomomentti lasketaan esimerkkilaskennan mukaisesti. Laskennassa käytetyt mittatiedot sekä vertailulaskelmien mukaan ja koekuormitustulosten mukaan määritetyt murto- ja myötömomentit sekä varmuus murtoa vastaan on esitetty liitteessä 5.

Perustusten ja maan yhteistoimintaa on tutkittu myös elementtimenetelmällä. Laskennassa käytetyt maan lujuus- ja muodonmuutosparametrit, laskentamalli ja laskentatulokset on esitetty kappaleessa 7. Elementtimenetelmässä käytetyt lähtötiedot sekä kuormitetusta perustuksesta maahan aiheutuvat leikkausjännitys-, pystyjännitys-, ja vaakajännitys jakaumat on esitetty perustuskohteisesti liitteissä 6–9. Vertailutuloksina käytetään perustuksen siirtymiä ja kiertymiä kuorman funktiona.

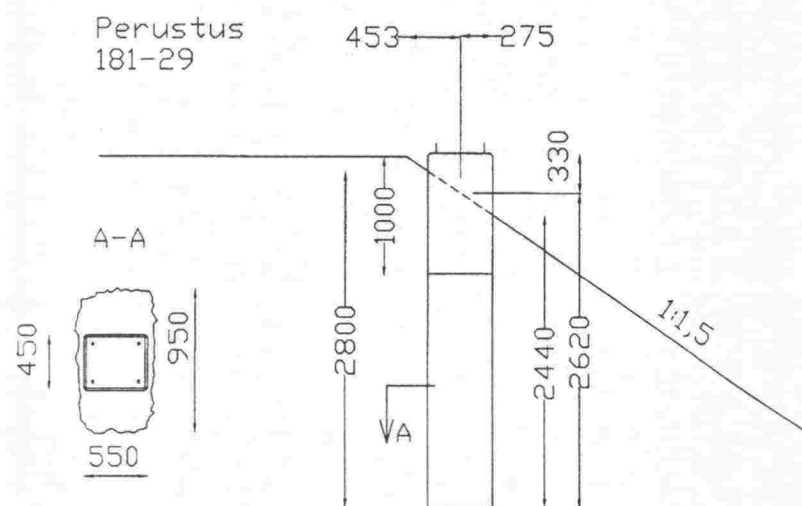
Löyhä sora tai hiekka ei toimi laskentamenetelmissä tehtyjen oletusten mukaisesti. Kuormitettaessa löyhässä täytössä olevaa perustusta perustuksen ympärillä oleva maa tiivistyy ennen maan murtumista ja perustuksen kiertymä kasvaa kohtuuttoman suureksi jo laskennallista myötökuormaa pienemmillä kuormilla. Perustuksen kuormituksen avulla tiivistetyn maan murtumistapa ei ole samanlainen kuin maan, joka on tiivistetty kerroksittain jo rakennusaikana. Maan tiivistyessä kuormitetun perustuksen ympärillä perustuksen maahan aiheuttama jännitys jakauma on huonosti ennalta arvioitavissa, koska maan tiiviyden vaihteluita ei tiedetä. Jännitys jakauma puolestaan vaikuttaa maan murtumiseen ja täten myös perustuksen vastaanottamaan murtokuormaan.

## 8.2 Anturattoman perustuksen mitoitus(esimerkki)

### 8.2.1 Lähtötiedot

Lasketaan kuvan 8.1 mukaisen anturattoman perustuksen myötömomentti sekä kiertojäykkyys. Perustuksen läheisyydessä tehdyn painokairauksen tulokset on esitetty liitteessä 4 1/3. Esimerkkilaskennan mitoitusparametrit ovat seuraavat:

$D_p^l$	perustussyvyys luiskaan päin	2,44 m
$D_p^r$	perustussyvyys radalle päin	2,80 m
$b$	pilariosan leveys	0,95 m
$\beta_p$	luiskan kaltevuus	1:1,5
$\gamma'$	maan tehokas tilavuuspaino	17 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_\phi$	kitkan osavarmuusluku	1,25
$\phi$	kitkakulman ominaisarvo	32°
$\omega$	sivupaineen jakautumiskerroin	2,0

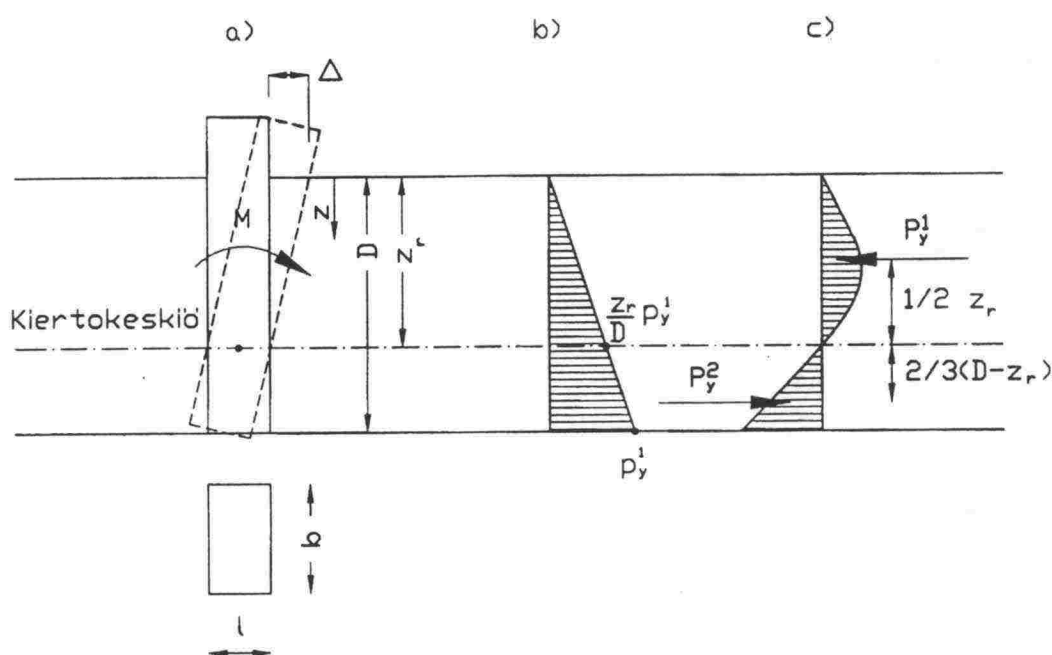


Kuva 8.1 Luiskassa oleva anturaton perustus.



### 8.2.2 Myötömomentti

Anturattoman pylväspäristuksen myötötilan mukainen momenttikapasiteetti voidaan laskea perustukseen kohdistuvan sivupaineen avulla. Perustus kiertyy kiertokeskiön ympäri (kuva 8.2a), jonka oletetaan olevan  $z_r = \frac{2}{3} \cdot D$ . Perustukseen kohdistuvan sivupaineen suuruus (kuva 8.2b) on riippuvainen tarkasteltavan pisteen siirtymästä. Oletetaan, että momenttikuormitetun anturattoman perustuksen myötömomentti saavutetaan tilanteessa, jossa kiertokeskiön yläpuolisen maanpainejakauman (kuva 8.2c) resultantin kohdalla oleva maanpaine on myötökuorman  $p_y$  suuruinen. Oletetaan kiertokeskiön yläpuolisen maanpainejakauman resultanttipisteen sijaitsevan  $\frac{1}{2} \cdot z_r$  etäisyydellä maanpinnasta. Oletetaan lisäksi, että maanpaineen suuruus kehittyy lineaarisesti siirtymän funktiona myös myötösiirtymää suuremmilla siirtymillä, jolloin maanpainejakauma voidaan määrittää tapahtuvien siirtymien suhteessa.



Kuva 8.2

*Momenttikuormitetun anturattoman perustuksen toiminta:*

- a) perustuksen sivusiirtymä
- b) sivupaineen maksimi
- c) siirtymien mukaan määritelty sivupainejakauma

### Kuormitus radalle päin

Penkereeseen päin kuormitetun anturattoman perustuksen myötömomentti lasketaan samalla kaavalla kuin tasamaalla olevan perustuksen. Kappaleessa 6.1.2.1 on johdettu seuraava kaava (6.10) myötömomentin laskentaan:

$$M_y = \frac{10}{243} \cdot \omega \cdot \gamma' \cdot K_p \cdot d \cdot D_p^3$$

Kitkakulman laskenta-arvo saadaan kaavasta:

$$\tan \varphi_d = \tan \varphi / \gamma_\varphi$$

$$\varphi = 32^\circ \quad \Rightarrow \quad \varphi_d = 26,6^\circ$$

Rankinen passiivipainekerroin lasketaan kaavalla:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi_d/2)$$

$$\varphi_d = 26,6^\circ \quad \Rightarrow \quad K_p = 2,62$$

Myötömomentti on täten

$$M_y = \frac{10}{243} \cdot 2 \cdot 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,62 \cdot 0,95\text{m} \cdot 2,80^3 \text{m}^3 = 76,4 \text{kNm}$$

### Kuormitus luiskaan päin

Luiskassa olevan luiskaan päin kuormitetun perustuksen myötömomentti saadaan kertomalla tasamaalla olevan perustuksen myötömomentti tutkimuksen taulukossa 6.6 esitetyllä luiskakertoimella, joka 1:1,5 luiskalla on  $\alpha=0,33$ . Täten luiskaan päin kuormitetun perustuksen myötömomentti on seuraava:

$$M_y = 0,33 \cdot \frac{10}{243} \cdot \omega \cdot \gamma' \cdot K_p \cdot d \cdot D_p^3$$

$$M_y = 0,33 \cdot \frac{10}{243} \cdot 2 \cdot 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,62 \cdot 0,95\text{m} \cdot 2,44^3 \text{m}^3 = 16,9 \text{kNm}$$

### 8.2.3 Murtomomentti

#### Kuormitus radalle päin

Tasaisella maalla olevan perustuksen murtomomentti lasketaan kaavalla kappaleessa 6.1.2.2 esitettyjen periaatteiden mukaan. Murtomomentti voidaan laskea kaavalla (6.12) seuraavasti:

$$M_u = \frac{20}{243} \cdot \omega \cdot \gamma' \cdot K_p \cdot d \cdot D_p^3$$

$$M_u = \frac{20}{243} \cdot 2 \cdot 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3,25 \cdot 0,95\text{m} \cdot 2,44^3 \text{ m}^3 = 125,5 \text{ kNm}$$

#### Kuormitus luiskaan päin

Luiskan vaikutus otetaan huomioon samoin kuin myötömomentin laskennassa. Luiskaan päin kuormitetun anturattoman perustuksen murtomomentti on täten:

$$M_u = 0,33 \cdot \frac{20}{243} \cdot \omega \cdot \gamma' \cdot K_p \cdot d \cdot D_p^3$$

$$M_u = 0,33 \cdot \frac{20}{243} \cdot 2 \cdot 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3,25 \cdot 0,95\text{m} \cdot 2,44^3 \text{ m}^3 = 41,8 \text{ kNm}$$

### 8.2.4 Kiertymät ja kiertojäykkyys

Anturattoman perustuksen kiertymä ja kiertojäykkyys voidaan laskea kappaleessa 6.1.3.1 ja 6.1.3.2 esitettyjen periaatteiden mukaan. Kiertymä ja kiertojäykkyys voidaan laskea kaavojen (6.27) ja (6.28) mukaan seuraavasti:

$$\theta = \frac{\frac{729}{20} \cdot M}{n_h \cdot D^4}, \quad \chi^p = \frac{M}{\theta} = \frac{20}{729} \cdot n_h \cdot D^4$$

Alustalukukertoimen  $n_h$  voidaan käyttää kiertokeskiön yläpuolisen maanpainejakauman painopisteen kohdalla olevaa alustalukukertoimen arvoa. Alustalukukerroin voidaan laskea kaavan (6.20) mukaan seuraavasti:

$$n_h = 0,9 \cdot \frac{E_d}{\frac{1}{2} \cdot z_r}$$

Oletetaan, että perustuksen korkeudella avoimen tilan kimmomoduuli on kiertokeskiön ja maanpinnan välissä keskimäärin  $E_d = 6 \text{ MN/m}^2$ .



**Kuormitus radalle päin**

Kun kiertokeskiön oletetaan sijaitsevan  $2/3$  D etäisyydellä maanpinnasta, saadaan alustaluvuksi:

$$n_h = 0,9 \cdot \frac{6\text{MN/m}^2}{\frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 2,80\text{m}} = 5,8\text{MN/m}^3$$

ja kiertojäykkyydeksi

$$\chi^p = \frac{M}{\theta} = \frac{20}{729} \cdot n_h \cdot D_p^4 = \frac{20}{729} \cdot 5,8\text{MN/m}^3 \cdot 2,80^4\text{m}^4 = 9,8\text{MNm}$$

Myötömomentin aiheuttama kiertymä on vastaavasti

$$\theta = \frac{M_y}{\chi^p} = \frac{76,4\text{kNm}}{9,8\text{MNm}} = 7,8\text{‰}$$

**Kuormitus luiskaan päin**

Kun kiertokeskiön oletetaan sijaitsevan  $2/3$  D etäisyydellä maanpinnasta, saadaan alustaluvuksi:

$$n_h = 0,9 \cdot \frac{6\text{MN/m}^2}{\frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 2,44\text{m}} = 6,6\text{MN/m}^3$$

ja kiertojäykkyydeksi

$$\chi^p = \frac{M}{\theta} = \frac{20}{729} \cdot n_h \cdot D_p^4 = \frac{20}{729} \cdot 6,6\text{MN/m}^3 \cdot 2,44^4\text{m}^4 = 6,41\text{MNm}$$

Myötömomentin aiheuttama kiertymä on vastaavasti

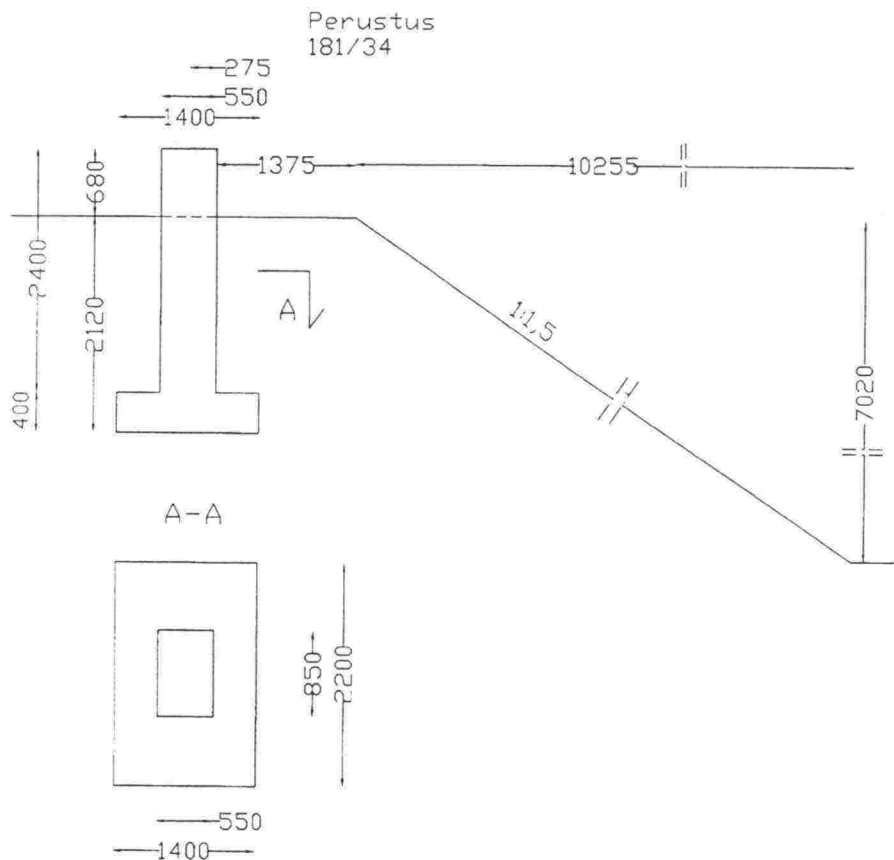
$$\theta = \frac{M_y}{\chi^p} = \frac{16,9\text{kNm}}{6,41\text{MNm}} = 2,6\text{‰}$$

### 8.3 Anturallisen perustuksen mitoitus-esimerkki

#### 8.3.1 Lähtötiedot

Lasketaan kuvan 8.3 mukaisen anturallisen perustuksen myötömomentti sekä kiertojäykkyys kuormituksen vaikuttaessa luiskaan päin. Perustuksen läheisyydessä tehdyn painokairauksen tulokset on esitetty liitteessä 4 2/3. Esimerkkilaskennan mitoitusparametrit ovat seuraavat:

B	anturan leveys	2,12 m
$D_a^I$	perustussyvyys	2,12 m
$D_p^I$	perustussyvyys	2,12 m
L	anturan pituus	1,40 m
b	pilariosan leveys	0,85 m
$z_r$	kiertokeskiön etäisyys maan pinnalta	1,72 m
$\gamma'$	maan tehokas tilavuuspaino	17 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_\phi$	kitkan osavarmuusluku	1,25
$\phi$	kitkakulman ominaisarvo	32°
$\omega$	sivupaineen jakautumiskerroin	2,0

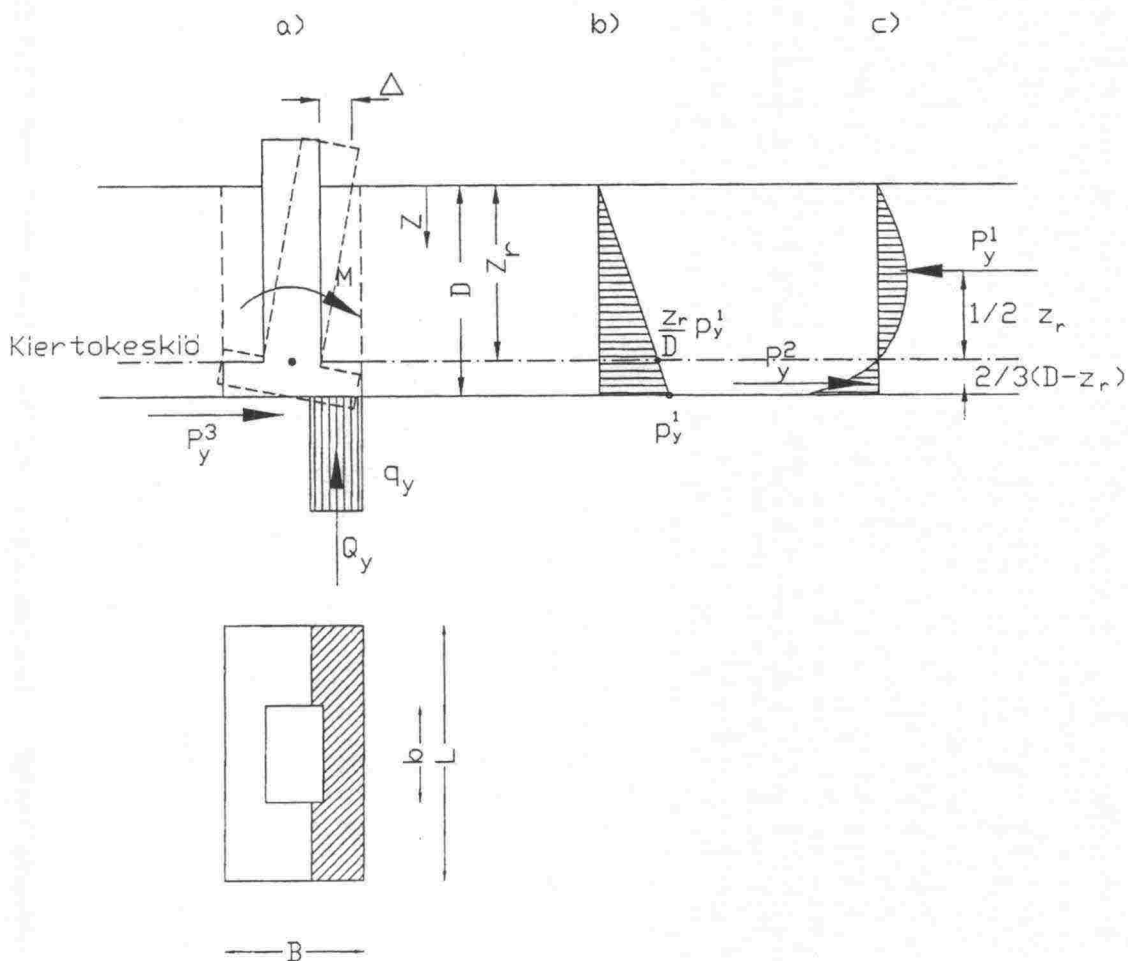


Kuva 8.3 Luiskassa oleva anturallinen perustus.

### 8.3.2 Myötömomentti

#### Anturaosan myötömomentti

Anturallisen perustuksen pystyssä pitävä momentti voidaan laskea kappaleessa 6.2.2.1 esitettyjen periaatteiden mukaan. Pystyssä pitävän momentin oletetaan olevan yhtä suuri kuin pohja- ja sivupaineesta johtuva pystyssä pitävä momentti yhteensä. Laskennassa käytetty pohja- ja sivupainejakauma on esitetty kuvassa 8.4.



Kuva 8.4

*Momenttikuormitetun anturallisen perustuksen toiminta:*

a) perustuksen sivusiirtymä, kitkavoima  $P_y^3$  ja pohjapaine  $q_y$

b) sivupaineen maksimi  $p_y$

c) siirtymien mukaan määritelty sivupainejakauma ja sivuvastukset  $P_y$



Anturaosan myötömomentti määräytyy pohjapaineesta johtuvan pystyssä pitävän momentin perusteella, joka voidaan määrittää kantokyvyn määräävän pohjapaineen  $q_y$  mukaan seuraavasti:

1. *Arvioidaan anturan määräävän laskentamomentin  $M_d=64,0$  kNm suuruus (radan suuntainen kuormitus oletetaan merkityksettömän pieneksi).*
2. *Lasketaan kuormitusresultanttiin nähden symmetrisellä alalla vaikuttava pohjapaine  $q$  (kuva 8.4a). Pohjapainejakauma määräytyy perustuksen mittasuhteiden sekä pysty- ja vaakakuormien sekä momentin perusteella.*

Pystykuormaan lasketaan perustuksen paino ja suoraan perustuksen päällä olevan maan paino. Perustuksen painon laskennassa oletetaan betonin tiheyden olevan  $25 \text{ kN/m}^3$ . Perustuksen päällä olevan maan tiheys on  $17 \text{ kN/m}^3$ .

$$\text{perustuksen paino} = 58,8 \text{ kN}$$

$$\text{perustuksen päällä olevan maan paino} = 76,5 \text{ kN}$$

$$V = 58,8 \text{ kN} + 76,5 \text{ kN} = 135,3 \text{ kN}$$

Epäkeskeisesti kuormitetun perustuksen kantokyky lasketaan kuormitusresultanttiin nähden symmetrisen alueen mukaan korvaamalla edellä mainituissa kaavoissa anturan dimensioidet tehokkaan alueen dimensioilla.  $e_L$ ,  $e_B$  ovat kuormitusresultanttien epäkeskisyydet.

$$e_B = M_d/V = 0,473 \text{ m}$$

$$e_L = 0 \text{ m}$$

$$L_t = L - 2e_L = 2,2 \text{ m}$$

$$B_t = B - 2e_B = 0,454 \text{ m}$$

$$A_t = L_t \cdot B_t = 0,999 \text{ m}^2$$

Kuormituksen aiheuttama pohjapaine tehokkaan pinta-alan suhteen:

$$q = V/A_t = 135,4 \text{ kN/m}^2$$

3. Lasketaan anturan tehokkaan alan kantokykyä vastaava keskimääräinen pohjapaine  $q_y$ .

Anturan kantokyvyn määräämä keskimääräinen pohjapaine  $q_y$  saadaan kantavuuskaavalla:

$$q_y = g \cdot (c_d N_c s_c i_c + \gamma'_1 D_a^1 N_D s_D i_D + 0.5 \gamma'_2 B N_B s_B i_B)$$

Pohjarakennusohjeen mukaan kantavuuskertoimet lasketaan kaavoilla:

$$N_D = \tan^2(45^\circ + \varphi_d / 2) e^{\pi \tan \varphi_d} = 12,588$$

$$N_c = (N_D - 1) \cot \varphi_d = 23,180$$

$$N_B = 1,5(N_D - 1) \tan \varphi_d = 8,689$$

Vaakakuorman vaikutuksen kantokyvyn määräävään keskimääräiseen pohjapaineeseen oletetaan olevan merkityksettömän pieni  $H_d \approx 0$ . Dimensiottomat kertoimet  $s$  ja  $i$  saadaan seuraavasti:

$$s_B = 1 - 0,4(B/L) = 0,917$$

$$s_D = s_c = 1 + 0,2(B/L) = 1,041$$

$$i_c = i_D = (1 - H_d / (V_d + A \cdot c_d \cot \varphi_d))^2 = 1,000$$

$$i_B = (1 - H_d / (V_d + A \cdot c_d \cot \varphi_d))^4 = 1,000$$

Maanpinnan ollessa kalteva kantavuuskaavan mukaan vaakasuoralle pinnalle laskettu kantokyky on kerrottava korjauskertoimella  $g$ , jonka suuruus määräytyy luiskakaltevuuden perusteella. Luiskan kaltevuus on 1:1,5. Mitoituksessa voidaan käyttää kaltevuutta, joka saadaan piirtämällä suora anturan etureunan kohdalta luiskan alareunaan. Näin saatu kaltevuus on  $31^\circ$ . Tutkimuksen taulukon 6.7 mukaan korjauskertoimen  $g$  kyseisellä kaltevuudella on 0,27.

Momentin aiheuttamalle pohjapainejakaumalle kitkakulman laskenta-arvon mukaan laskettu kantokyvyn määräävä keskimääräinen pohjapaine:

$$q_y = g \cdot 502,9 \text{ kN/m}^2 = 135,8 \text{ kN/m}^2$$

4. Mikäli  $q \approx q_y$ , arvioitu momentti on yhtä suuri kuin anturaosan momenttikapasiteetti. Mikäli  $q \neq q_y$ , arvioidaan momentti uudestaan eli palataan kohtaan 1.

$$q = 135,4 \text{ kN/m}^2 \text{ ja } q_y = 135,8 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$q \approx q_y \Rightarrow \text{arvioitu momentti on myötömomentti } M_y = 64,0 \text{ kNm}$$

### Sivupaineesta johtuva pystyssä pitävä myötömomentti

Tasaisella maalla olevan anturallisen perustuksen pilariosan myötömomentti lasketaan kaavalla (6.47):

$$M_y = \frac{1}{1,5} \cdot \frac{1}{6} \cdot \omega \cdot \gamma' \cdot K_p \cdot b \cdot z_r^2 \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot D_p^1 - \frac{1}{6} \cdot z_r \right)$$

Laskennassa käytetään kitkakulman laskenta-arvoja:

$$\varphi_d = 26,6^\circ \Rightarrow K_p = 2,62$$

Pilariosan momenttikapasiteetin laskennassa luiskakaltevuuden voidaan olettaa olevan noin 1:2,9. Luiskan kaltevuuden vaikutus voidaan määrittää taulukon 6.6 perusteella. 1:5,6 luiskassa olevan perustuksen momenttikapasiteetti on taulukon 6.6 perusteella noin 0,67 kertaa tasaisella maalla olevan perustuksen momenttikapasiteetti. Luiskaan päin kuormitetun anturallisen perustuksen anturaosan myötömomentti on täten:

$$M_y = 0,67 \cdot \frac{1}{6} \cdot 2 \cdot 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,62 \cdot 0,85 \text{ m} \cdot 1,72^2 \text{ m}^2 \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot 2,12 \text{ m} - \frac{1}{6} \cdot 1,72 \text{ m} \right) = 28,2 \text{ kNm}$$

### Anturallisen perustuksen myötömomentti yhteensä

Anturallisen perustuksen myötömomentti on pohjapaineesta anturaosaan ja sivupaineesta pilariosaan johtuvien myötömomenttien summa.

$$\Sigma M_y = 64,0 \text{ kNm} + 28,2 \text{ kNm} = 92,2 \text{ kNm}$$

### 8.3.3 Murtomomentti

#### Pohjapaineesta johtuva pystyssä pitävä murtomomentti

Murtomomentti voidaan laskea kaavan (6.49) mukaan seuraavasti:

$$M_u = \frac{q_u}{q_y} \cdot M_y$$

$q_y$  myötömomentin aiheuttamalle pohjapainejakaumalle **kitkakulman laskenta-arvon**  $\varphi_d = 26,6^\circ$  mukaan laskettu kantokyvyn määräävä keskimääräinen pohjapaine



$q_u$  myötömomentin aiheuttamalle pohjapainejakaumalle **kitkakulman ominaisarvon  $\varphi=32^\circ$**  mukaan laskettu kantokyvyn määräävä keskimääräinen pohjapaine

Edellä esitetyn perusteella  $q_y = 135,8 \text{ kN/m}^2$  ja vastaavasti  $q_u = 254,6 \text{ kN/m}^2$ . Murtomomentti on täten:

$$M_u = \frac{q_u}{q_y} \cdot M_y = \frac{254,6}{135,8} \cdot 64,0 = 120,0 \text{ kNm}$$

### Sivupaineesta johtuva pystyssä pitävä murtomomentti

Tasaisella maalla olevan perustuksen murtomomentti lasketaan kaavalla (6.50). Laskennassa käytetään kitkakulman ominaisarvoja. Luiskan vaikutus otetaan huomioon samoin kuin myötömomentin laskennassa. Luiskaan päin kuormitetun anturattoman perustuksen murtomomentti on täten:

$$M_u = 0,67 \cdot \frac{1}{3} \cdot \omega \cdot \gamma' \cdot K_p \cdot d \cdot z_r^2 \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot D_p^1 - \frac{1}{6} \cdot z_r \right)$$

$$M_y = 0,67 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 3,25 \cdot 0,85 \text{ m} \cdot 1,72^2 \text{ m}^2 \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot 2,12 \text{ m} - \frac{1}{6} \cdot 1,72 \text{ m} \right) = 69,9 \text{ kNm}$$

### Anturallisen perustuksen murtomomentti yhteensä

Anturallisen perustuksen murtomomentti on pohjapaineesta anturaosaan ja sivupaineesta pilariosaan johtuvien murtomomenttien summa.

$$\Sigma M_u = 120,0 \text{ kNm} + 69,9 \text{ kNm} = 189,9 \text{ kNm}$$

### 8.3.4 Kiertymät ja kiertojäykkyys

Anturallisen perustuksen kiertojäykkyyttä voidaan arvioida laskemalla eri osien kiertojäykkyys yhteen, joten momentin aiheuttama kiertymä voidaan laskea seuraavasti:

$$\theta = \frac{M}{\chi^a + \chi^p}$$

Alustalukukertoimen  $n_h$  voidaan käyttää kiertokeskiön yläpuolisen maanpainejakauman painopisteen kohdalla olevaa alustalukukertoimen arvoa. Alustalukukerroin voidaan laskea avoimen tilan kimmomoduulin  $E_d$  avulla seuraavasti:

$$n_h = 0,9 \cdot \frac{E_d}{\frac{1}{2} \cdot z_r}$$

Oletetaan, että perustuksen korkeudella avoimen tilan kimmomoduuli on kiertokeskiön ja maanpinnan välissä keskimäärin  $E_d = 6 \text{ MN/m}^2$ .

$$n_h = 0,9 \cdot \frac{6 \text{ MN/m}^2}{\frac{1}{2} \cdot 1,72 \text{ m}} = 6,3 \text{ MN/m}^3$$

Anturaosan kiertojäykkyys  $\chi^a$  lasketaan kaavalla (6.54):

$$\chi^a = \frac{M}{\theta} = \frac{1}{\frac{(1-\nu^2) \cdot I_m}{B \cdot L^2 \cdot E_s}} = \frac{B \cdot L^2 \cdot E_s}{(1-\nu^2) \cdot I_m}$$

Perustuksen mitoista riippuva muotokerroin  $I_m$  on esitetty taulukossa 6.8. Maan lujuusparametrit määritetään taulukoissa 6.9 ja 6.10 esitettyjen parametrien perusteella. Maan muodonmuutosmoduulin  $E_s$  voidaan tässä esimerkissä olettaa olevan noin 1/0,4 kertaa maan avoimen tilan kimmomoduulin  $E_d$  suuruinen eli

$$E_s = \frac{1}{0,4} \cdot 6 \text{ MN/m}^2 = 15 \text{ MN/m}^2.$$

$$\chi^a = \frac{2,2 \text{ m} \cdot 1,4^2 \text{ m}^2 \cdot 15 \text{ MN/m}^2}{(1 - 0,2^2) \cdot 3,33} = 20,3 \text{ MNm}$$

Pilariosan kiertojäykkyys lasketaan kaavalla (6.66):

$$\chi^p = \frac{M}{\theta} = \left( \frac{1}{9} \cdot n_h \cdot z_r^2 \cdot D_p^1 - \frac{1}{36} \cdot n_h \cdot z_r^3 \right) \cdot z_r$$

$$\chi^p = \left( \frac{1}{9} \cdot 6,3 \text{ MN/m}^3 \cdot 1,72^2 \text{ m}^2 \cdot 2,12 \text{ m} - \frac{1}{36} \cdot 6,3 \text{ MN/m}^3 \cdot 1,72^3 \text{ m}^3 \right) \cdot 1,72 \text{ m} = 6,0 \text{ MNm}$$

Anturallisen perustuksen kiertojäykkyys saadaan laskemalla pilariosan ja anturaosan kiertojäykkyys yhteen:

$$\chi^p + \chi^a = 6,0 \text{ MNm} + 20,3 \text{ MNm} = 26,3 \text{ MNm}$$

Myötömomenttia vastaava kiertymä on täten seuraava:

$$\theta = \frac{M_u}{\chi^a + \chi^p} = \frac{92,2 \text{ kNm}}{20,3 \text{ MNm} + 6,0 \text{ MNm}} = 3,50 \text{ ‰}$$

## 8.4 Tulosten vertailu

### 8.4.1 Momenttikapasitetti

#### 8.4.1.1 Anturattoman perustuksen myötö- ja murtomomentti

##### Laskentaotaksumat

Luiskassa 1:1,5 olevan perustuksen myötö- ja murtomomentti ovat taulukon 6.6 mukaan 0,33 tasamaalla olevan perustuksen vastaavista arvoista. Pilarimaiseen perustukseen kohdistuva maksimisivupaineen oletetaan olevan kaksinkertainen seinämäiseen rakenteeseen verrattuna. Sivupaineen suuruus otetaan huomioon sivupaineen jakautumiskertoimen avulla. Kiertokeskiönsä ympäri kiertyvän perustuksen aiheuttama sivupainejakauma poikkeaa vaakasuoraan kuormitetun rakenteen maahan aiheuttamasta sivupainejakaumasta. Täten myös sivupaineesta johtuva maan murtomekanismi on todennäköisesti erilainen kuin vaakasuoraan kuormitetun rakenteen aiheuttama maan murtomekanismi. Myötöä vastaavan sivupaineen oletetaan olevan puolet maan murtumisen aiheuttamasta sivupaineesta. Myötöä vastaavan sivupaineen laskennassa käytetään kitkakulman laskenta-arvoa, joka lisää varmuutta murtoa vastaan.

##### Pohjaolosuhteet

Koekuormitettujen perustusten läheisyydessä tehtyjen pohjatutkimusten perusteella voidaan todeta, että rataosuudella Sääksjärvi–Perkkiö koekuormitettujen perustusten 181/15, 181/20, 181/18, 181/20 ympärystäyttö maan pinnan läheisyydessä on löyhää soraa ja perustustason läheisyydessä savea. Muiden perustusten ympärystäyttö on löyhää soraa. Perustukset ovat vanhoja käytössä olleita perustuksia. Ne on rakennettu perustuksen ympärillä olevaa maata löyhdyttämättä. Perustuksen ympärystäytön tiiviys on täten sama kuin ratapenkereen tiiviys. Ajojohdinpylväiden kohdalla tehtyjen pohjatutkimusten perusteella ratapenkereen reuna-alueita ei ole rakennusaikana tiivistetty, eivätkä ne myöskään ole tiivistyneet junakuorman vaikutuksesta.

##### Vertailtavat perustukset

Rataosuudella Sääksjärvi–Perkkiö koekuormitettiin 8 anturatonta perustusta luiskaan päin ja 5 anturatonta perustusta rataa päin. Perustukset on rakennettu paikallavalutekniikalla valamalla betoni kahmarikauhalla kaivettuun kuoppaan. Perustusten leveys oli perustusta 181/18 lukuun ottamatta 950 mm. Perustuksen 181/18 leveys oli 1050 mm. Perustusten laskennalliset perustussyvyudet olivat 2,4–2,95 m. Perustukset sijoittuivat ratapenkereen luiskaan, jonka korkeus ja kaltevuus vaihtelivat merkittävästi. 1:1,5 luiskaan sijoittuvia perustuksia olivat 181/27, 181/29 ja 181/31.

Arvioidaan laskentamenetelmien tulosten oikeellisuutta vertaamalla laskentatuloksia rataosuudella Tuomioja–Raahe olevien rataa päin kuormitettujen perustusten 181/28, 181/30, 181/31 ja 182/1 sekä luiskaan päin kuormitettujen perustusten 181/27, 181/29, 181/31 koekuormitustuloksiin. Muiden anturattomien perustusten koekuormitustuloksia käytetään taustatietona, koska laskentaperusteet eroavat koekuormitusolosuhteista tai koekuormitussarjat eivät mahdollista koekuormitustulosten luotettavuuden varmistamista.



mista. Rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö koekuormitettujen anturattomien perustusten koekuormitustulokset sekä vertailutulokset on esitetty liitteessä 5.

### **Radalle päin kuormitettujen perustusten momenttikapasiteetti sekä murto- ja myötömomentin suhde**

Vertailulaskelmien mukaan perustusten 181/28, 181/30, 181/31, 182/1 myötömomentin keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on  $M_y^p=56,0$  kNm. Koekuormitustulosten perusteella myötömomentin keskiarvo on  $M_y=47,5$  kNm.

Vertailulaskelmien mukaan perustusten 181/28, 181/30, 181/31, 182/1 murtomomentin keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on  $M_u^p=138,9$  kNm. Koekuormitustulosten perusteella murtomomentin keskiarvo on  $M_y=95,0$  kNm.

Vertailulaskelmien perusteella perustusten 181/28, 181/30, 181/31, 182/1 murto- ja myötömomentin suhteen keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on 2,5. Koekuormitustulosten perusteella suhteen keskiarvo on 2,0.

### **Luiskaan päin kuormitettujen perustusten momenttikapasiteetti sekä murto- ja myötömomentin suhde**

Vertailulaskelmien mukaan perustusten 181/27, 181/29, 181/31 myötömomentin keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on  $M_y^p=18,0$  kNm. Koekuormitustulosten perusteella myötömomentin keskiarvo on  $M_y=21,0$  kNm.

Vertailulaskelmien mukaan perustusten 181/27, 181/29, 181/31 murtomomentin keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on  $M_u^p=44,6$  kNm. Koekuormitustulosten perusteella murtomomentin keskiarvo on  $M_y=35,0$  kNm.

Vertailulaskelmien perusteella perustusten 181/27, 181/29, 181/31 murto- ja myötömomentin suhteen keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on 2,5. Koekuormitustulosten perusteella suhteen keskiarvo on 1,7.

### **Johtopäätös**

Luiskaan päin kuormitettujen perustusten myötö- ja murtomomentit ovat samaa suuruusluokkaa koekuormitustulosten kanssa, joten vertailulaskelmissa käytettyjen oletusten voidaan todeta olevan riittävän oikeita. Lasketut murtomomentit ovat havaittuja momentteja suurempia, mikä vaikuttaa myös murto- ja myötömomentin suhteeseen. Murtoa vastaava sivupaine määritellään maan murtumistavan mukaan. Kuormitustilanteessa perustuksen edessä olevan maan murtumista ei havaittu, koska perustuksen edessä oleva maa oli löyhää ja tiivistyi kuormituksen vaikutuksesta. Murtomomentti arvioitiin perustuksen momentti-kiertymä-kuvaajalta. Kuvaajan mukainen murtomomentti oli 60–70% suurimmasta momentista, jolla perustusta kuormitettiin.

#### 8.4.1.2 Anturallisen perustuksen myötö- ja murtomomentti

##### Laskentaotaksumat

Anturallisen perustuksen momenttikapasiteettiin vaikuttavat perustuksen anturaosa sekä pilariosa. Anturallisen perustuksen pilariosan oletetaan toimivan kuten edellisessä kappaleessa esitetyn anturattoman perustuksen. Pilariosan kiertokeskiön oletetaan kuitenkin sijaitsevan anturan yläpinnan tasolla eikä  $2/3$  perustussyvyiden etäisyydellä maan pinnalta, kuten anturattomilla perustuksilla. Epäkeskeisesti kuormitetun antura-perustuksen momenttikapasiteetti lasketaan pohjapaineen tehokkaan pinta-alan perusteella.

Anturallisen perustuksen pilari- ja anturaosan momenttikapasiteetin laskennassa tehtävien oletusten lisäksi laskentatulosten käyttökelpoisuuteen vaikuttavat pilariosan ja anturaosan yhteistoiminta. Anturattomien perustusten koekuormitusten perusteella voidaan olettaa, että pilariosan momenttikapasiteetti voidaan laskea tehtyjen oletusten perusteella. Vertailulaskelmissa oletetaan, että anturallisen perustuksen momenttikapasiteetti on sama kuin perustuksen pilariosan ja anturaosan yhteenlaskettu momenttikapasiteetti.

##### Pohjaolosuhteet

Koekuormitettujen perustusten läheisyydessä tehtyjen pohjatutkimusten perusteella voidaan todeta, että rataosuudella Sääksjärvi–Perkkiö koekuormitettujen anturallisten perustusten perustamistason ylä- ja alapuolinen täyttö on löyhää soraa tai hiekkaa. Täyttö on todennäköisesti jätetty tiivistämättä tai se on tiivistetty huonosti. Tällöin koekuormitustulokset eivät ole vertailukelpoisia laskentatulosten kanssa. Kuormitetun perustuksen ympärystäyttö tiivistyy eikä murru, kuten laskentamenetelmissä on oletettu.

Pohjatutkimusten perusteella rataosuudella Tuomioja–Raahe koekuormitettujen anturallisten perustusten perustustason alapuolinen täyttö on löyhää tai keskitiivistä hiekkaa. Perustustason yläpuolinen täyttö on 0,5 m pintakerrosta lukuun ottamatta löyhää hiekkaa. Pintakerros on keskitiivistä mursketta. Vertailukelpoinen laskentatulos saadaan olettamalla perustusten ympärystäyttö löyhäksi tai keskitiiviiksi hiekaksi. Koekuormitustuloksia on verrattu laskentatuloksiin, jotka on saatu löyhän tai keskitiiviin maan kitkakulman ja maan tehokkaan tilavuuspainon arvoilla  $\phi=32^\circ$  ja  $\gamma'=17 \text{ kN/m}^3$ . Vertailulaskelmat on tehty maan tiiviyden vaikutuksen selvittämiseksi myös keskitiiviin hiekan kitkakulman ja tehokkaan tilavuuspainon arvoilla  $\phi=36^\circ$  ja  $\gamma'=19 \text{ kN/m}^3$ .

##### Vertailtavat perustukset

Rataosuudella Tuomioja–Raahe koekuormitettiin 3 kolmen perustuksen sarjaa. Viimeisen sarjan perustukset olivat alustavista lähtötiedoista poiketen erikokoisia, joten yksittäisten koekuormitustulosten tuloksia ei voida arvioida vertaamalla niitä sarjan muihin koekuormitustuloksiin. Arvioidaan laskentamenetelmän tulosten oikeellisuutta vertaamalla laskentatuloksia rataosuudella Tuomioja–Raahe olevien perustusten 700/9, 700/10, 700/11 ja 703/15, 704/1, 704/2 koekuormitustuloksiin. Muiden anturallisten perustusten koekuormitustuloksia hyödynnetään taustatietona, koska laskentaperusteet



eroavat koekuormitusolosuhteista tai koekuormitussarjat eivät mahdollista koekuormitustulosten luotettavuuden varmistamista. Anturallisen perustuksen koekuormitustulokset sekä vertailutulokset on esitetty liitteessä 5.

### **Radalle päin kuormitettujen perustusten momenttikapasiteetti sekä murto- ja myötömomentin suhde**

Vertailulaskelmien mukaan perustusten 700/9, 700/10, 700/11 myötömomentin keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on  $M_y^{a+p}=58,9$  kNm. Koekuormitustulosten perusteella myötökuorman keskiarvo on  $M_y=60$  kNm. Perustusten 703/15, 704/1, 704/2 myötömomentin keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on  $M_y=43,1$  kNm. Koekuormitustulosten perusteella myötömomentin keskiarvo on  $M_y=43,0$  kNm.

Vertailulaskelmien mukaan perustusten 700/9, 700/10 ja 700/11 murtomomentin keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on  $M_u^{a+p}=117,3$  kNm. Koekuormitusten perusteella murtomomentin keskiarvo on  $M_u=122$  kNm. Perustusten 703/15, 704/1, 704/2 murtomomentin keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on  $M_u^{a+p}=79,5$  kNm. Koekuormitustulosten perusteella murtomomentin keskiarvo on  $M_u=90$  kNm.

Vertailulaskelmien perusteella perustusten 700/9, 700/10 ja 700/11 murto- ja myötömomentin suhteen keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on 2,0. Koekuormitustulosten suhteen keskiarvo on 2,0. Perustusten 703/15, 704/1, 704/2 myötö- ja murtomomentin suhteen keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on 1,8. Koekuormitusten perusteella suhteen keskiarvo on 2,0.

### **Luiskaan päin kuormitettujen perustusten momenttikapasiteetti sekä murto- ja myötömomentin suhde**

Vertailulaskelmien mukaan perustusten 700/9, 700/10, 700/11 myötömomentin keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on  $M_y^{a+p}=41,5$  kNm. Koekuormitustulosten perusteella myötökuorman keskiarvo on  $M_y=37,0$  kNm. Perustusten 703/15, 704/1, 704/2 myötömomentin keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on  $M_y^{a+p}=26,7$  kNm. Koekuormitustulosten perusteella myötömomentin keskiarvo on  $M_y=30,3$  kNm.

Vertailulaskelmien mukaan perustusten 700/9, 700/10 ja 700/11 murtomomentin keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on  $M_u^{a+p}=82,3$  kNm. Koekuormitusten perusteella murtomomentin keskiarvo on  $M_u=73,3$  kNm. Perustusten 703/15, 704/1, 704/2 murtomomentin keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on  $M_u^{a+p}=54,2$  kNm. Koekuormitustulosten perusteella murtomomentin keskiarvo on  $M_u=58,3$  kNm.

Vertailulaskelmien perusteella perustusten 700/9, 700/10 ja 700/11 murto- ja myötömomentin suhteen keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on 2,0. Koekuormitustulosten perusteella suhteen keskiarvo on 2,0. Perustusten 703/15, 704/1, 704/2 murto- ja myötömomentin suhteen keskiarvo kitkakulman arvolla  $\phi=32^\circ$  on 2,0. Koekuormitusten perusteella suhteen keskiarvo on 2,0.



## Johtopäätös

Kappaleessa 6 esitettyjen periaatteiden mukaan lasketut myötö- ja murtomomentit ovat likimain yhtä suuret kuin koekuormitustulokset.

Radalle ja luiskaan päin koekuormitettujen perustusten momenttikapasiteetin ero syntyy lähinnä luiskan vaikutuksesta pilariosan toimintaan sekä anturaosan momenttikapasiteetin laskennassa käytettävän perustussyvyyden eroista. Luiskaan päin kuormitettujen perustusten myötö- ja murtomomentti on noin  $2/3$  radalle päin kuormitettujen perustusten vastaavista arvoista. Radalle ja luiskaan päin kuormitettujen perustusten laskennalliset myötö- ja murtomomentit ovat likimain yhtä suuria kuin koekuormitusten perusteella määritetyt momentit. Täten vertailulaskelmien oletusten luiskan vaikutuksesta voidaan olettaa olevan oikein.

Rataosuudella Sääksjärvi–Perkkiö olevien perustusten laskennalliset myötö- ja murtomomentit ovat noin kaksinkertaiset koekuormitustuloksiin verrattuna. Laskentatulokset eivät ole vertailukelpoisia koekuormitustulosten kanssa, koska löyhän maan kitkakulman arvolla  $32^\circ$  maahan oletetaan syntyvän murtokuvio eikä maan oleteta tiivistyvän kuten koekuormituksissa tapahtui. Johtopäätösten tekeminen vertaamalla löyhässä maassa olevien perustusten koekuormitustuloksia laskentatuloksiin ei ole tarkoituksenmukaista.

### 8.4.2 Perustuksen siirtymät ja kiertymät

Tutkimuksen yhteydessä on kuormitettu useita anturattomia ja anturallisia ratajohtopylväasperustuksia. Koekuormitustulosten perusteella on piirretty jokaisen perustuksen toimintaa ilmentävä kiertymä-momentti-kuvaaja, jonka perusteella on määritetty perustuksen myötö- ja murtomomentti. Myötömomenttia pienemmillä kuormilla perustuksen siirtymien ja kiertymien oletetaan olevan lineaarisesti kimmoisia eli kuormituksen päätyttyä perustuksen oletetaan palautuvan likimain alkuperäiseen sijaintiinsa.

Myötökuormaa pienemmän kuorman aiheuttama perustuksen kiertymä tai siirtymä voidaan määrittää kappaleessa 6 esitetyn laskentamenetelmän tai kappaleessa 7 esitetyn elementtimenetelmän avulla. Seuraavassa kappaleessa on arvioitu käsinlaskentamenetelmien ja elementtimenetelmän antamien tulosten oikeellisuutta sekä koekuormitustulosten luotettavuutta vertaamalla eri menetelmillä saatuja tuloksia ja koekuormitustuloksia keskenään. Koekuormituksen mukaiset kiertymä-momentti-kuvaajat on määritetty perustuksen yläreunan vaakasiirtymien perusteella. Perustusten kiertokeskiön sijainti on määritetty havaittujen pysty- ja vaakasiirtymien perusteella.

#### 8.4.2.1 Anturattomien perustusten siirtymät ja kiertymät

Verrataan rataosuudella Sääksjärvi–Perkkiö luiskaan päin koekuormitetun perustuksen 181/29 ja radalle päin koekuormitetun perustuksen 181/30 kiertymiä käsinlaskentamenetelmällä ja elementtimenetelmällä saatuihin tuloksiin.

Käsinlaskentamenetelmän mukainen myötömomentti ja kiertymä, elementtimenetelmän mukainen kiertymä sekä eri menetelmien mukaiset kiertojäykkyydet on esitetty

taulukossa 8.1. Käsinlaskentamenetelmän mukaiset tulokset on saatu avoimen tilan kimmomoduulin arvolla  $E_d=6 \text{ MN/m}^2$ . Elementtimenetelmän mukaisessa laskennassa maan avoimen tilan kimmomoduuli maan pinnan läheisyydessä on  $E_d=4 \text{ MN/m}^2$  ja perustamistason läheisyydessä  $E_d=8 \text{ MN/m}^2$ .

Luiskaan päin kuormitetun perustuksen 181/29 vertailutulokset on saatu todellisten mittojen mukaan laaditun mallin avulla. Rataan päin kuormitetun perustuksen vertailuarvot on saatu mallilla, jossa perustuksen ympärillä olevan maan oletetaan olevan tasaista. Elementtilaskennassa käytettävä perustussyvyys eroaa <10% perustuksen 181/30 todellisesta perustussyvyydestä, joten tulosten voidaan mitta-tarkkuuden rajoissa olettaa olevan vertailukelpoisia.

*Taulukko 8.1 Vertailuperustusten myötömomentti, myötökiertymä ja kiertojäykkyys.*

Kuormitus	Suunta	$M_y^{a+p}$	$\beta^{\text{käsinl.}}$	$\beta^{\text{FEM}}$	$\chi^{\text{käsinl.}}$	$\chi^{\text{FEM}}$
voima	Luiskaan	16,9 kNm	2,6 ‰	0,40 ‰	6,4 MNm	41,8 MNm
voima	Radalle*	62,6 kNm	7,8 ‰	1,44 ‰	8,0 MNm	43,4 MNm
momentti	Radalle*	62,6 kNm	-	1,04 ‰	-	60,2 MNm

\* Merkityt tulokset on saatu mallilla, jossa perustuksen 181/29 ympärillä olevan maan oletetaan olevan tasaista.

Perustusten kiertymä-momentti-kuvaajat koekuormituksen, käsinlaskennan (käsinl.) ja elementtimenetelmän (FEM) mukaan kuormitussuunnittain on esitetty kuvissa 8.5-8.6.

### Laskentatulosten ja koekuormitustulosten vertailu

Elementtimenetelmässä on käytetty löyhän maan kimmomoduulin arvoja. Koekuormitusten ympärillä oleva maa on pohjatutkimusten perusteella löyhää tai keski-tiivistä, joten elementtimenetelmällä saadut tulokset ovat vertailukelpoisia koekuormitustulosten kanssa.

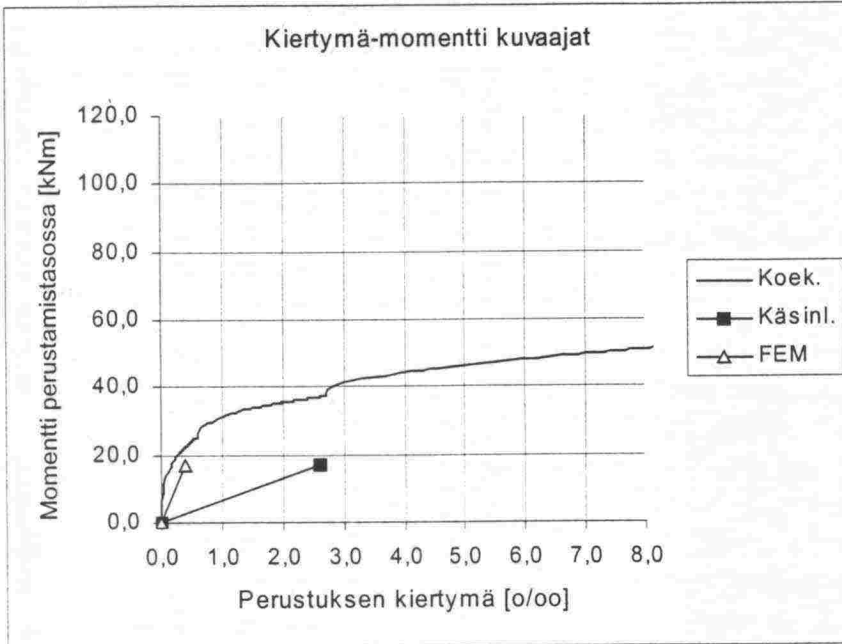
Koekuormitusten mukaiset kiertymä-momentti-kuvaajat ovat myötömomenttia pienemmillä kuormilla lähes yhdensuuntaiset elementtimenetelmällä saatujen kuvaajien kanssa. Elementtimenetelmän voidaan todeta soveltuvan hyvin anturattomien perustusten kiertymien laskentaan.

Käsinlaskentamenetelmän mukainen kiertymä-momentti-kuvaaja on erisuuntainen kuin elementtimenetelmän mukainen kuvaaja tai koekuormitusten mukainen kuvaaja myötömomenttia pienemmillä kuormilla. Momentti-kiertymä-kuvaaja on lähes yhden-suuntainen koekuormitusten perusteella määritetyn kuvaajan kanssa murtomomenttia suuremmilla kuormilla. Käsinlaskentamenetelmän mukainen kiertojäykkyys on laskettu alustalukumenetelmällä. Tulosten perusteella voidaan havaita, että käsinlaskentamenetelmän mukainen kiertojäykkyys vastaa koekuormitettujen perustusten kierto-jäykkyyttä vasta todettua murtokuormaa suuremmilla kuormilla.

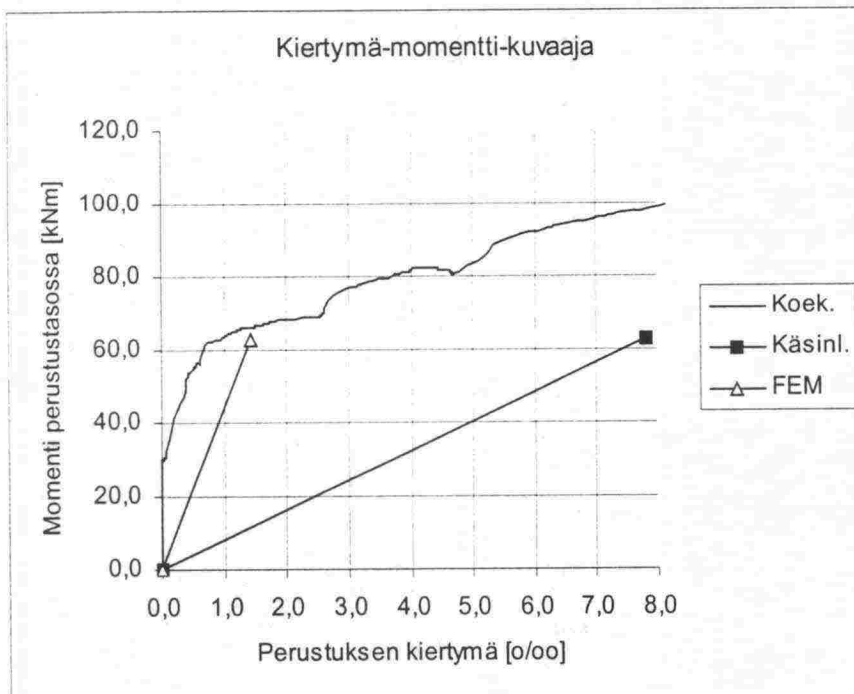
Elementtimenetelmässä maan oletetaan olevan lineaarisesti kimmoista kuormituksen loppuun asti. Maan epälineaarista käyttäytymistä ei pysty mallintamaan elementti-menetelmään todenmukaisesti. Käsinlaskentamenetelmässä sallittavien siirtymien suuruus edellyttää, että maassa on vähintään osittain plastisia muodonmuutoksia.



Taulukon 8.1 perusteella voidaan todeta, että käsinlaskentamenetelmällä saadut kiertymät ovat suurempia kuin elementtimenetelmällä saadut kiertymät. Käsinlasketut kiertymät ovat noin 6,5-kertaisia elementtimenetelmällä saatuihin kiertymiin verrattuna. Eri menetelmillä saatujen kiertymien ero johtuu eri menetelmissä tehtyjen laskentaoletusten erilaisuudesta.



Kuva 8.5 Rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö luiskaan päin koekuormitetun perustuksen 181/29 kiertymä-momentti-kuvaaja sekä käsinlaskenta-menetelmän ja elementtimenetelmän mukaiset kuvaajat.



Kuva 8.6 Rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö rataaan päin koekuormitetun perustuksen 181/30 kiertymä-momentti-kuvaaja sekä käsinlaskenta-menetelmän ja elementtimenetelmän mukaiset kuvaajat, kun perustuksen oletetaan olevan tasamaalla.



## Luiskan vaikutus

Käsinlaskennassa on oletettu, että luiska ei vaikuta perustuksen kiertojäykkyyteen. FEM-laskentojen mukaan luiskassa ja tasamaalla olevan perustuksen kiertojäykkyydet ovat lähes yhtä suuria, joten käsinlaskennassa tehdyt oletukset eivät ole ristiriidassa FEM-laskentatulosten kanssa. Koekuormitustulosten perusteella luiskaan tai radalle päin kuormitettujen perustusten kiertojäykkyys myötömomenttia pienemmillä kuormilla on yhtä suuri. Tämän voi havaita samassa suhteessa piirrettyjen momentti-kiertymäkuvaajien yhdensuuntaisuutena (kuvat 8.1 ja 8.2). Momentin ollessa myötömomenttia suurempi rataa päin kuormitetun perustuksen kiertojäykkyys on oleellisesti luiskaan päin kuormitetun perustuksen kiertojäykkyyttä suurempi.

Öljymäen /61/ tutkimuksessa esitettyjen laskelmien perusteella luiskassa olevien perustusten kiertymien pitäisi olla noin kolminkertaisia verrattuna tasaisella maalla olevien perustusten kiertymiin. Öljymäen esittämien laskentatulosten ja tässä esitettyjen tulosten ero voi johtua perustuksen ja penkereen mallinnuksessa tehdyistä eroista. Öljymäen tutkimuksessa perustus ja maa on mallinnettu kaksiulotteisesti. Sivupaineen jakautuminen ja luiskan vaikutus otetaan mallissa huomioon erilaisten kertoimien avulla. Tässä tutkimuksessa on käytetty elementtimenetelmää, jossa perustus ja rata-penger mallinnetaan kolmiulotteisten elementtien avulla. Kolmiulotteisessa mallissa perustuksen ja maan yhteistoiminnan voidaan olettaa olevan todellisempi kuin kaksiulotteisessa mallissa, koska tuloksiin ei vaikuteta erillisten kertoimien avulla.

## Kuorman redusoinnin vaikutus

Käsinlaskentamenetelmien oletusten mukaan perustuksen kuormituksen kestävyys voidaan määrittää oletettuun kiertokeskiöön vaikuttavan momentin perusteella. Momentti lasketaan kertomalla vaakavoiman etäisyys kiertokeskiöstä. Vaakavoiman ei oleteta vaikuttavan perustuksen kuorman kestävyyskykyyn. Tutkitaan kuorman redusoinnin vaikutusta elementtimenetelmällä. Tasamaalla olevaa perustusta 181/29 on kuormitettu vaihtoehtoisesti vaakavoimalla, jonka etäisyys perustussyvyydestä on  $h=8,5$  m, tai perustuksen yläreunaan kohdistuvalla momentilla. Taulukossa 8.1 on esitetty tasamaalla olevan vaakavoimalla ja momentilla kuormitetun anturattoman perustuksen siirtymät ja kiertymät ja kiertokeskiön sijainti. Vaakavoiman kiertokeskiöön aiheuttama momentti on yhtä suuri kuin perustuksen yläreunaan kohdistuva momentti.

*Taulukko 8.2 Tasamaalla olevan vaakavoimalla ja momentilla kuormitetun anturattoman perustuksen siirtymät ja kiertymät ja kiertokeskiön sijainti.*

	F [kN]	M <sub>F</sub> [kNm]	Δ [mm]	β [‰]	z <sub>r</sub> / D
Voima	6,15	52,28	2,59	1,21	0,69
Momentti	-	52,80	1,75	0,88	0,63

Taulukon 8.2 mukaan vaakavoiman redusointi kiertokeskiöön vaikuttavaksi momentiksi vähentää perustuksen yläreunan siirtymiä  $\Delta=2,59\text{mm} \rightarrow \Delta=1,75\text{mm}$  eli noin 32 % ja perustuksen kiertymää  $\beta=1,21\text{‰} \rightarrow \beta=0,88\text{‰}$  eli 27 %. Pelkällä momentilla kuormitetun perustuksen kiertokeskiö sijaitsee  $z_r=0,63$  D etäisyydellä maan pinnalta ja

vaakavoimalla ja momentilla kuormitetun perustuksen kiertokeskiö sijaitsee  $z_r=0,69$  D etäisyydellä maan pinnalta, kun D on perustussyvyys.

Elementtimenetelmän mukaan vaakavoimalla ja siitä syntyvällä momentilla kuormitetun perustuksen kiertymät ovat noin 30 % suurempia kuin pelkällä momentilla kuormitetun perustuksen kiertymät. Käsinskentamenetelmässä oletetaan, että vaakavoima ei vaikuta perustuksen kiertymiin. Oletuksen vaikutuksesta lasketut kiertymät ovat noin 30 % pienempiä kuin vaakavoiman ja momentin aiheuttama kiertymä, joten käsinskentatulokset on tältä osin hieman epävarmalla puolella.

## Johtopäätös

Elementtimenetelmällä määritetyn perustuksen kiertojäykkyys vastaa kimmoisen alueen mukaista kiertojäykkyyttä. Käsinskentamenetelmän mukaan saatu kiertojäykkyys vastaa osittain plastisen tilan mukaista kiertojäykkyyttä. Täysin kimmoisen tilan mukainen kiertojäykkyys toteutuu hyvin pienillä kiertymillä, koska perustuksen yläreunan kohdalla maa plastisoituu jo hyvin pienillä siirtymillä. Syvemmällä perustukseen kohdistuva sivupaine ei voi kehittyä, ellei perustus siirry riittävästi maahan päin.

Käsinskentamenetelmällä ja elementtimenetelmällä saadut kiertojäykkyydet toteutuvat erisuuruksilla kiertymillä. Kuormituksen ollessa toistuvaa (ei dynaamista) voidaan olettaa, että perustuksen ympärillä oleva maa plastisoituu osittain ainakin maanpinnan läheisyydessä. Tällöin perustuksen todellinen kiertojäykkyys lähenee käsinskentamenetelmällä saatua kiertojäykkyyttä. Elementtimenetelmällä saatu kiertojäykkyys ei ole käyttökelpoinen toistuvalla kuormituksella, koska maa muuttuu äärialueiltaan osittain plastiseksi heti kuormituksen alettua.

Luiska ei vaikuta oleellisesti perustuksen kiertymiin myötömomenttia pienemmillä kuormilla. Luiskan voidaan todeta kuitenkin vaikuttavan kiertojäykkyyteen myötömomenttia suuremmilla kuormilla. Perustus mitoitetaan siten, että siihen kohdistuva momentti on myötömomenttia pienempi. Täten käsinskentamenetelmässä tehtävää oletusta, että luiska ei vaikuta perustuksen kiertymiin, voidaan pitää oikeana.

### 8.4.2.2 Anturallisen perustuksen siirtymät ja kiertymät

Verrataan anturallisen rataosuudella Sääksjärvi–Perkkiö olevan perustuksen 181/34 ja rataosuudella Tuomioja–Raahe olevan perustuksen 700/9 koekuormitustuloksia käsinskentamenetelmällä ja elementtimenetelmällä saatuihin tuloksiin. Käsinskentamenetelmän mukainen myötömomentti ja kiertymä, elementtimenetelmän mukainen kiertymä sekä eri menetelmien mukaiset kiertojäykkyydet on esitetty taulukossa 8.3.

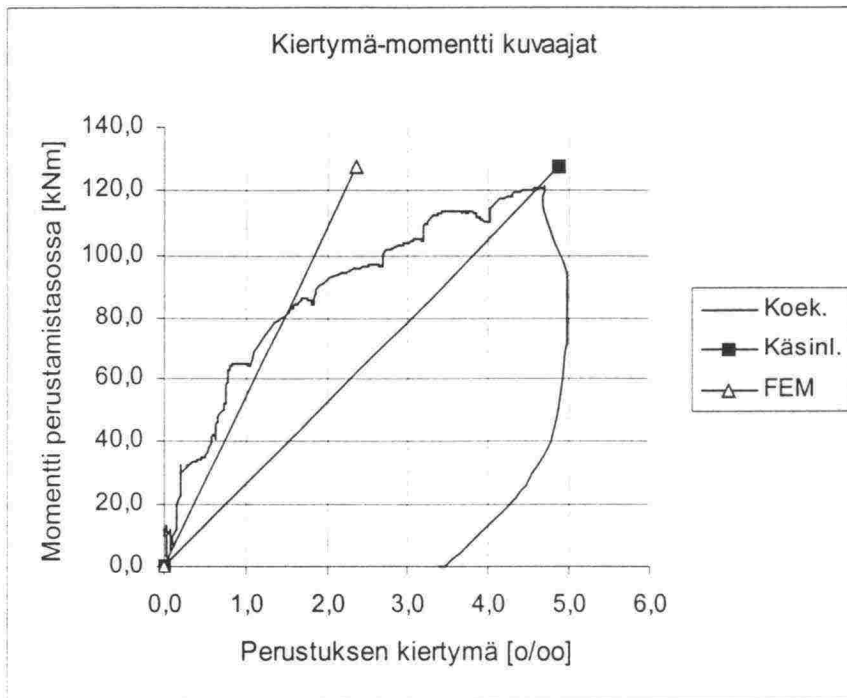
Taulukko 8.3 Vertailuperustusten myötömomentti, myötökiertymä ja kiertojäykkyys.

Perustus	Kuormitus	$M_y^{a+p}$	$\beta^{k\text{äsinl.}}$	$\beta^{FEM}$	$\chi^{k\text{äsinl.}}$	$\chi^{FEM}$
181/34	Radalle	127,7 kNm	4,86 ‰	2,35 ‰	26,3 MNm	54,3 MNm
181/34	Luiskaan	92,2 kNm	3,50 ‰	2,20 ‰	26,3 MNm	41,9 MNm
700/9	Radalle	58,9 kNm	3,84 ‰	2,50 ‰	15,3 MNm	23,6 MNm
700/9	Luiskaan	41,5 kNm	2,70 ‰	2,41 ‰	15,3 MNm	17,2 MNm



Perustusten kiertymä-momentti-kuvaajat koekuormituksen, käsinlaskennan (käsinl.) ja elementtimenetelmän (FEM) mukaan kuormitussuunnittain on esitetty kuvissa 8.7–8.10.

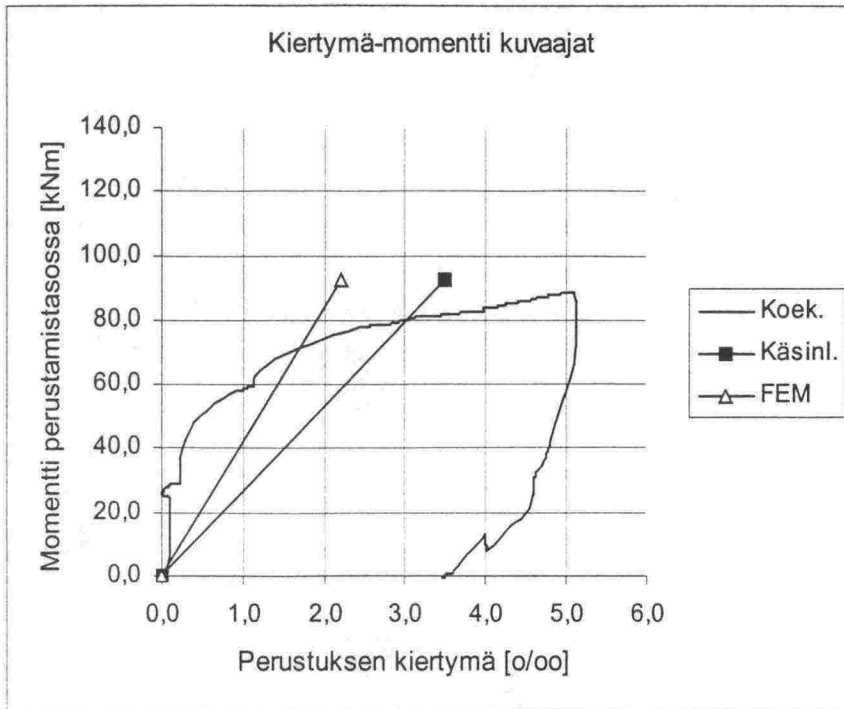
Vertailtavien perustusten ensimmäinen koekuormitus tehtiin rataan päin ja toinen luiskaan päin. Ensimmäisen koekuormituksen vaikutus voidaan havaita toisen koekuormituskerran tuloksista (kuva 8.10). Tulosten mukaan luiskaan päin kuormitetun perustuksen kiertöjäykkyys on pienempi kuin radalle päin kuormitetun perustuksen kiertöjäykkyys. Tämä johtuu ensimmäisen kuormituskerran maahan aiheuttamista muodonmuutoksista, joista osa palautuu toisen kuormituskerran alussa.



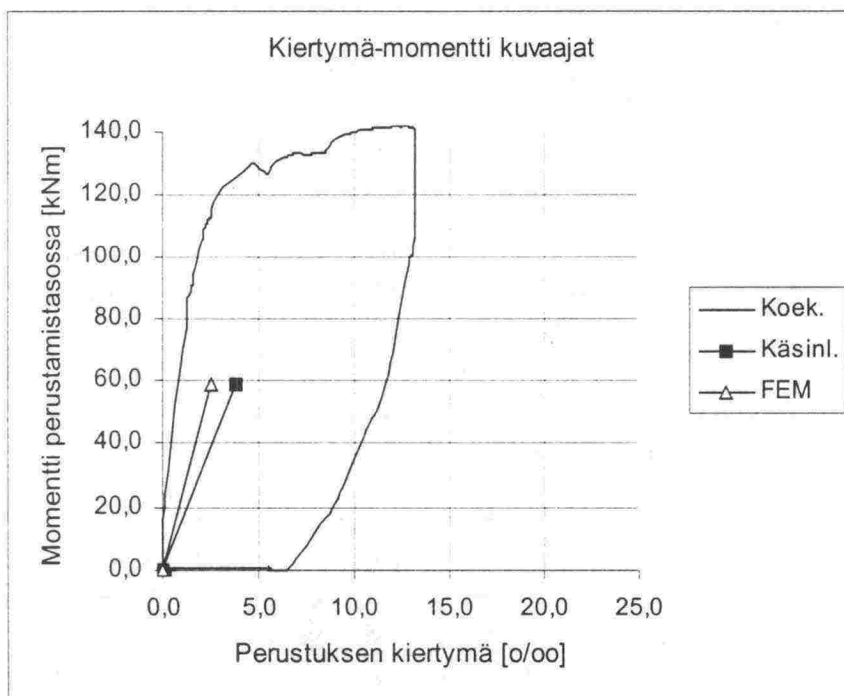
Kuva 8.7

Rataosuudella Säcksjärvi-Perkkiö rataa päin koekuormitetun perustuksen 181/34 kiertymä-momentti-kuvaaja sekä käsinlaskenta- ja elementtimenetelmän mukaiset kuvaajat.

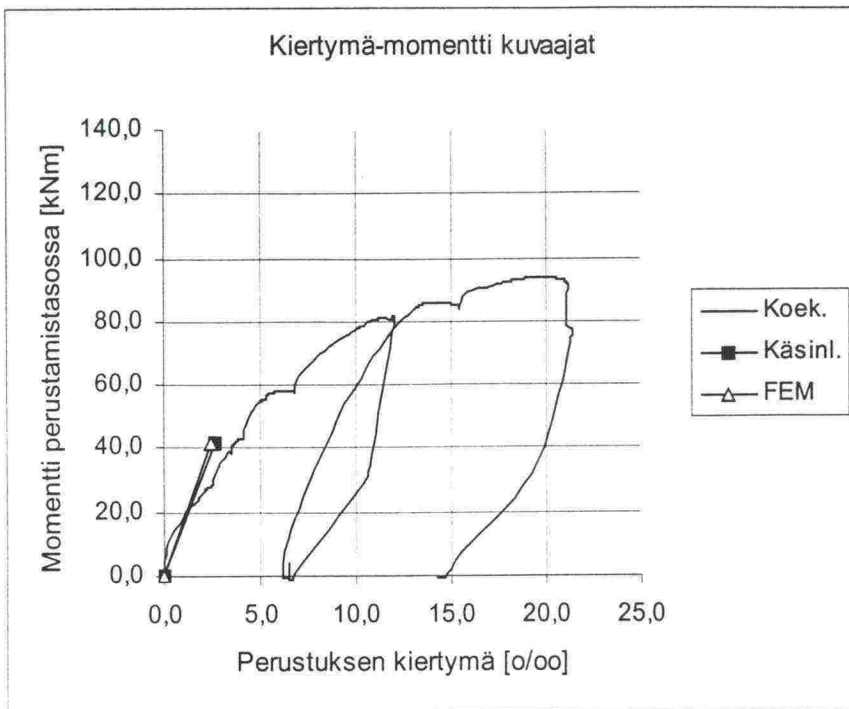




Kuva 8.8 Rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö luiskaan päin koekuormitetun perustuksen 181/34 kiertymä-momentti-kuvaaja sekä käsinlaskenta- ja elementtimenetelmän mukaiset kuvaajat.



Kuva 8.9 Rataosuudella Tuomioja-Raahe rataa päin koekuormitetun perustuksen 700/9 kiertymä-momentti-kuvaaja sekä käsinlaskenta- ja elementtimenetelmän mukaiset kuvaajat.



Kuva 8.10 Rataosuudella Tuomioja–Raahe luiskaan päin koekuormitetun perustuksen 700/9 kiertymä-momentti-kuvaaja sekä käsinlaskenta-menetelmän ja elementtimenetelmän mukaiset kuvaajat.

### Laskentatulosten ja koekuormitustulosten vertailu

Taulukon 8.3 perusteella voidaan todeta, että käsinlaskentamenetelmällä saadut kiertymät ovat hieman suurempia kuin elementtimenetelmällä saadut kiertymät. Kuormituksen ollessa luiskaan päin kiertymien ero on pienempi, koska käsinlaskentamenetelmässä luiskan ei oleteta vaikuttavan perustuksen toimintaan.

Edellä on todettu, että käsinlaskentakaavojen mukainen anturattoman perustuksen kiertojäykkyys on elementtimenetelmällä saatua kiertojäykkyyttä pienempi. Anturallisen perustuksen pilariosan kiertojäykkyys on laskettu vastaavasti kuin anturattoman perustuksen kiertojäykkyys. Täten myös käsinlaskentakaavojen mukainen anturallisen perustuksen pilariosan kiertojäykkyyden voidaan olettaa olevan elementtimenetelmällä saatua kiertojäykkyyttä pienempi.

Käsinlaskentamenetelmässä ja elementtimenetelmässä on käytetty löyhän soran lujuus ja muodonmuutosparametrejä. Perustuksen 181/34 kiertymä-momentti-kuvaaja (kuva 8.7) on myötämomenttia pienemmillä kuormilla lähes yhdensuuntainen elementtimenetelmällä saadun kuvaajan kanssa. Perustuksen 700/9 kiertymä-momentti-kuvaajan perusteella (kuva 8.9) voidaan todeta, että perustuksen kiertojäykkyys koekuormitustulosten mukaan on noin 2 elementtimenetelmällä saatuun kiertojäykkyyteen verrattuna.

Pohjatutkimusten perusteella perustuksen 181/34 ympärystäyttö on löyhää soraa ja perustuksen 700/9 ympärystäyttö on keskitiivistä hiekkaa, joten elementtimenetelmällä saadut tulokset ovat vertailukelpoisia koekuormitustulosten kanssa.

## Luiskan vaikutus

Luiskan vaikutusta anturallisen perustuksen kiertymiin on tutkittu elementtimenetelmällä. Perustuksen kiertöjäykkyys on yhtä suuri kuin perustusta kuormittava momentti jaettuna perustuksen kiertymällä. Eri rataosuuksilla kuormitettujen perustusten 181/34 ja 700/9 kiertöjäykkyys radalle ja luiskaan päin on esitetty taulukossa 8.2. Perustuksen 181/34 kiertöjäykkyys radalle päin on 1,30 kertaa perustuksen kiertöjäykkyys luiskaan päin ja perustuksen 700/9 kiertöjäykkyys on 1,37 kertaa perustuksen kiertöjäykkyys radalle päin.

Koekuormitustulosten perusteella perustuksen 700/9 kiertöjäykkyys radalle päin on 3–4 kertaa luiskaan päin kuormitetun perustuksen kiertöjäykkyyteen verrattuna. Ensimmäisen koekuormituskerran vaikutus vaikeuttaa tulosten tulkintaa. Havaittu kiertöjäykkyys ei täten ole sama kuin perustuksen alkutilanteen kiertöjäykkyys. Kuvaajien perusteella voidaan kuitenkin olettaa, että luiskaan päin kuormitetun perustuksen alkutilanteen mukainen kiertöjäykkyys on pienempi kuin rataa päin kuormitetun perustuksen kiertöjäykkyys.

## Täytön tiiviynen vaikutus

Vertailtaviksi perustuksiksi on valittu eri rataosuuksilla olevat perustukset, jotka edustavat mahdollisimman hyvin koekuormitettujen perustusten käyttäytymistä. Laskentatulosten ja koekuormitustulosten vertailussa todettiin, että rataosuudella Sääksjärvi–Perkkiö olevien perustusten ympärystäytön on löyhää soraa ja rataosuuden Tuomioja–Raahe perustusten ympärystäytön on keskitiivistä hiekkaa. Tämän voi havaita myös vertaamalla eri rataosuuksien koekuormitustuloksia keskenään. Kuvan 8.7 perustuksen 181/34 kiertymänopeus kasvaa oleellisesti ennen kuin laskennallinen myötömomentti saavutetaan. Perustuksen 700/9 kiertymänopeus on lähes vakio laskettua myötömomenttia suuremmallakin kuormalla. Perustuksen 181/34 laskennallinen myötömomentti on merkittävästi kuvaajalta havaittua momenttia suurempi. Perustuksen 181/34 ja muiden rataosuudella Sääksjärvi–Perkkiö olevien perustusten vertailutuloksiin on suhtauduttava varauksellisesti, koska perustusten ympärystäytön voidaan tulosten perusteella olettaa tiivistyvän eikä murtuvan kuten laskentamenetelmissä oletetaan.

## Johtopäätös

Perustuksen ympärystäytön tiiviys vaikuttaa oleellisesti perustuksen kiertöjäykkyyteen etenkin myötömomenttia suuremmilla kuormilla. Myötömomenttia pienemmillä kuormilla ympärystäytön tiiviys ei havaittavasti vaikuta perustusten kiertöjäykkyyteen, mutta vaikuttaa perustuksen myötömomentin suuruuteen kuten edellä on todettu.

Elementtimenetelmällä saadut kiertöjäykkyydet vastaavat koekuormitusten perusteella myötömomenttia pienemmillä kuormilla määritettyjä kiertöjäykkyyksiä. Käsinsäilytysmenetelmällä saadut kiertöjäykkyydet ovat lievästi pienempiä kuin koekuormitustulosten tai elementtimenetelmän mukaiset kiertöjäykkyydet. Käsinsäilytysmenetelmässä oletetaan, että perustusten ympärillä oleva maa plastisoituu osittain. Elementtimenetelmässä oletetaan, että maa käyttäytyy täysin kimmoisasti. Esitetyt laskenta- ja koekuormitustulokset ovat yhdenmukaisia tehtyjen oletusten kanssa.



Elementtimenetelmän mukaan luiskaan päin kuormitetun perustuksen kiertojäykkyys on noin 20 % radalle päin kuormitetun perustuksen kertojäykkyyttä pienempi. Koe-kuormitustulosten perusteella vastaavaa eroa ei voida havaita. Käsinlaskentamenetelmässä on oletettu, että luiskaan ja radalle päin kuormitetun perustuksen kiertojäykkyydet ovat yhtä suuret. Elementtimenetelmällä saadut tulokset eivät ole yhteneväisiä käsinlaskennassa tehtyjen oletusten kanssa. Eri suuntien kiertojäykkyyksien ero on kuitenkin niin vähäinen, että käsinlaskennassa tehdyn yksinkertaistuksen vaikutus on merkityksettömän pieni.

### 8.4.3 Kiertokeskiön sijainti

#### 8.4.3.1 Anturattoman perustuksen kiertokeskiön sijainti

Koekuormitusten perusteella luiskaan päin kuormitettujen perustusten 181/27, 181/29 ja 181/31 kiertokeskiön sijainnin keskiarvo on  $z_r/D=0,81$ . Radalle päin kuormitettujen perustusten 181/28, 181/30, 181,31 ja 182/1 kiertokeskiön sijainnin keskiarvo on  $z_r/D=0,80$ . Elementtimenetelmän mukaan luiskaan päin kuormitetun perustuksen kiertokeskiön sijainti on  $z_r/D=0,69$ , ja tasamaalla olevan perustuksen kiertokeskiön sijainti on  $z_r/D=0,69$ . Momenttikuormitetun tasamaalla olevan perustuksen kiertokeskiön sijainti on  $z_r/D=0,63$ . Käsinlaskentatulosten mukaan kiertokeskiön sijainti kuormitus suunnasta riippumatta on  $z_r/D=0,66$ .

Elementtimenetelmällä saatu kiertokeskiön sijainti on lähes sama kuin käsinlaskentamenetelmässä on oletettu. Vaakavoimalla kuormitetun perustuksen kiertokeskiö on elementtimenetelmän mukaan syvemmällä kuin momenttikuormitetun perustuksen kiertokeskiö.

Koekuormitusten mukaan luiskaan ja radalle päin kuormitetun perustuksen kiertokeskiö sijaitsee syvemmällä kuin elementtimenetelmän mukainen kiertokeskiö. Koe-kuormituksissa oli havaittavissa, että kuormituksen kasvaessa kiertokeskiö siirtyi ylöspäin. Koekuormitustulosten ja elementtimenetelmän mukaisten tulosten ero johtunee todellisen perustuksen edessä olevan maan tiivistymisestä kokoonpuristumisen sijaan. Elementtimenetelmä ei ota huomioon maan tiivistymistä.

Käsinlaskentamenetelmän mukainen kiertokeskiön syvyys on 17,5 % koekuormitusten mukaista kiertokeskiötä ylempänä. Ero on mitta- ja laskentatarkkuuteen verrattuna vähäinen. Olettamalla kiertokeskiön sijainniksi  $z_r/D=0,66$  käsinlaskentamenetelmän mukaan lasketut myötö- ja murtomomentit ovat varmalla puolella.

#### 8.4.3.2 Anturallisen perustuksen kiertokeskiön sijainti

Rataosuudella Tuomioja–Raahe koekuormitettujen perustusten kiertokeskiön sijainnin keskiarvo kuormituksen ollessa rataa päin on  $z_r/D=0,66$  ja luiskaan päin  $z_r/D=0,70$ . Rataosuudella Sääksjärvi–Perkkiö koekuormitettujen perustusten kiertokeskiön sijainnin keskiarvo kuormituksen ollessa rataa päin on  $z_r/D=0,68$  ja luiskaan päin  $z_r/D=0,69$ . Käsinlaskentamenetelmässä on oletettu, että kiertokeskiö sijaitsee perustuksen anturaosan yläpinnassa. Laskentaoletusten mukaan rataosuuden Tuomioja–

Raahe perustusten kiertokeskiön sijainninkeskiarvo on  $z_r/D=0,83$  ja rataosuuden Sääksjärvi-Perkkiö kiertokeskiön sijainnin keskiarvo on  $z_r/D=0,80$ .

Elementtimenetelmän mukaan luiskaan päin kuormitetun perustuksen 181/34 kiertokeskiön sijainti on  $z_r/D=0,90$ . Kuormituksen ollessa radalle päin kiertokeskiön sijainti on  $z_r/D=0,96$ . Perustuksen 700/9 kiertokeskiön sijainti kuormituksen ollessa radalle päin on  $z_r/D=0,91$  ja kuormituksen ollessa luiskaan päin  $z_r/D=0,99$ .

Koekuormitusten perusteella kiertokeskiön sijainti on noin  $z_r/D=0,7$ , käsinlaskentamenetelmässä kiertokeskiön sijainnin oletetaan olevan noin  $z_r/D=0,8$ , ja elementtimenetelmän mukaan kiertokeskiön sijainti on  $z_r/D>0,66$ . Elementtimenetelmällä saatujen tulosten oikeellisuuteen vaikuttaa laskentamallissa käytettyjen muodonmuutosparametrien oikeellisuus. Elementtimenetelmässä on oletettu, että maan kimmomoduuli suurenee syvyyden kasvaessa. Rataosuudella Tuomioja-Raahe koekuormitettujen perustusten täyttö on tiivistetty tärylevyllä vain pintaosiltaan. Täytön yläosan voidaan olettaa tiivistyneen alaosaa paremmin. Rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö olevien perustusten täyttöä ei todennäköisesti ole tiivistetty ollenkaan, joten täytön tiiviys voi vaihdella merkittävästi perustuksen korkeuden matkalla. Mikäli elementtimenetelmässä maan kimmomoduulia kasvatetaan maanpinnan läheisyydessä, kiertokeskiön sijainti siirtyy ylöspäin ja lähenee täten koekuormitusten mukaisen kiertokeskiön sijaintia.

Käsinlaskentatulosten mukainen kiertokeskiön sijainti on noin 15 % koekuormituksissa havaittua kiertokeskiötä syvemmällä. Ero on mitta- ja laskentatarkkuuteen verrattuna vähäinen. Sen vaikutuksesta käsinlaskentamenetelmän mukaiset myötö- ja murto-momentit ovat noin 5 % epävarmalla puolella.

## 9. VAIHTOEHTOISET PYLVÄSPERUSTUKSET

### 9.1 Yleistä

Tässä kappaleessa on esitetty sellaisia perustustyyppieitä ja asennusmenetelmiä, jotka Suomessa eivät ole yleisesti käytössä. Perustustyyppien käytön esteenä voi olla liian suuret hankinta- ja asennuskustannukset tai perustusten asennusmenetelmien soveltumattomuus Suomen rautateille. Vaihtoehtoisten maanvaraisten perustusten toimintaperiaatteet ovat samat kuin nykyisin käytössä olevilla perustuksilla, joten niitä ei ole erikseen käsitelty tässä yhteydessä. Vaihtoehtoisina perustustyyppienä on esitetty lyhyt yhden tai useamman porapaalun perustus, ruuvipaaluperustus sekä teräksinen lyöntipaaluperustus. Vaihtoehtoisten perustusten paalut ovat teräspalkkipaaluja, joiden halkaisija vaihtelee 60–356 mm.

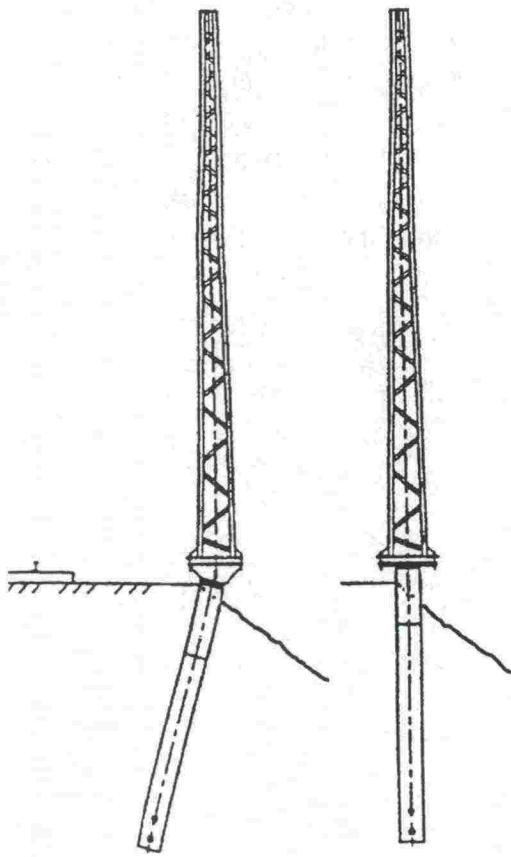
Nykyiset maanvaraiset, paalutetut ja kallionvaraiset ratajohtoperustukset, opastimien perustukset sekä valoheitinmastojen perustukset on esitetty kappaleessa 2 sekä liitteessä 3. Käytössä olevia perustustyyppieitä on yhteensä 54 kpl. Toisista perustuksista on esitetty useita eri kokovaihtoehtoja. Nykyisten perustusten rakentamista ja suunnittelua on käsitelty liitteenä olevissa suunnitteluohjeissa, teknisissä toimitusehdoissa ja pohjarakennustyöselityksessä.

### 9.2 Porapaaluperustus

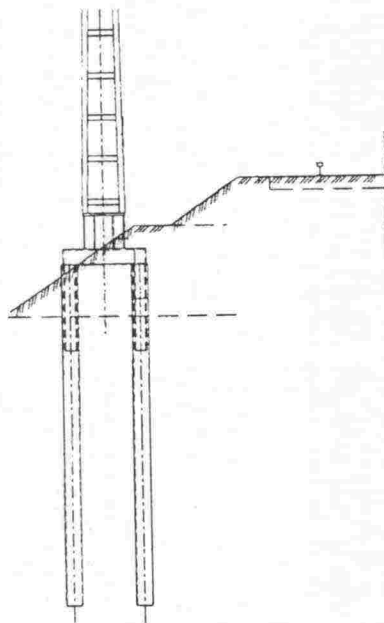
#### 9.2.1 Perustustyyppit

Porapaaluperustuksessa voi olla yksi tai useampi porapaalu tai poraamalla tehty paalu. Ruotsin ja Norjan rautateillä on käytössä yhden paalun perustuksia (kuva 9.1), joissa paaluputki asennetaan porauksessa käytettävän suojaputken sisään. Asennuksen jälkeen suojaputki ja avarrinkruunu poistetaan porareiästä. Myöhemmin paaluputken sisä- ja ulkopuoli injektoidaan sementtilaastilla. Suomessa on tutkittu kahden porapaalun perustusta (kuva 9.2). Perustus muodostuu kahdesta halkaisijaltaan 139,7 mm porapaalusta, jotka kiinnittyvät pylvääseen teräskonsolin avulla.



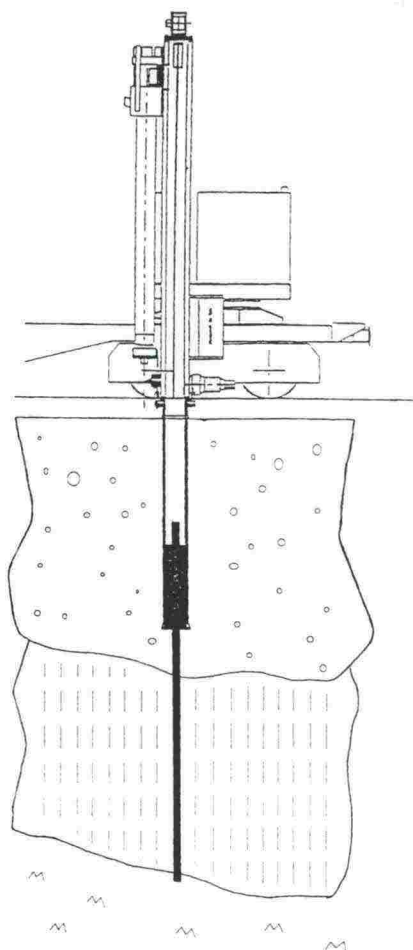


Kuva 9.1 Yhden porapaalun käyttö rautateiden pylväasperustuksena /22/.



Kuva 9.2 Kahden porapaalun käyttö rautateiden pylväasperustuksena /24/.

Porapaaluperustukset tai poraamalla tehdyt paaluperustukset ovat yleensä lyhyitä ulottuen alle 5 m syvyyteen Kv:sta. Niiden kantavuus pystykuormille muodostuu paalun kärkivastuksesta tai vaippakitkasta. Porapaaluperustuksia ei ole taloudellista ulottaa aina kantavaan maakerrokseen asti. Porapaalun pystykantavuutta ja -stabiilisuutta voidaan parantaa poraamalla tai lyömällä pieniläpimittainen teräsputkipaalu varsinaisen paalun läpi (kuva 9.3). Pienempi paalu ulotetaan kantavaan maakerrokseen tai kallioon ja sen asennus voidaan tehdä samalla kalustolla kuin varsinaisen porapaalun asennus.



Kuva 9.3 Paalun jatkaminen kantavaan kerrokseen suojaputken läpi [22/.

### 9.2.2 Paalujen asennus

#### Valmistusmenetelmät

Pylväasperustuksissa käytettäviä paaluja voidaan tehdä kolmella eri menetelmällä. Ensimmäisessä menetelmässä pelkkä maahan jätettävä suojaputki toimii paaluna. Paalun yläpäähän kiinnitetään hitsaamalla tai mekaanisesti teräspalkki, johon ratajohtopylväs kiinnitetään pulttiliitoksella.

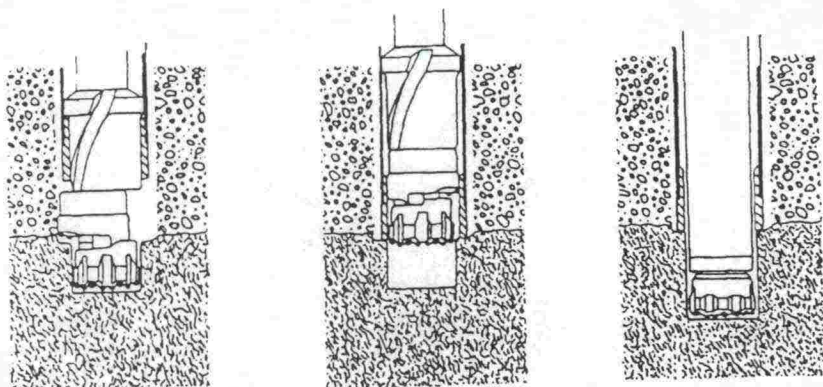
Toisessa menetelmässä paalun muodostaa betonilla täytetty suojaputki. Paalun asennuksen jälkeen tyhjä putki täytetään betonilla. Teräspalkki kiinnitetään suojaputkeen hitsaamalla tai mekaanisin kiinnikkein. Teräspalkki voidaan kiinnittää myös

betoniterästen avulla suojaputken sisään tehtävään valuun. Ratajohtopylväs kiinnitetään konsoliin pulttiliitoksella.

Kolmannessa menetelmässä paalun muodostaa suojaputken sisään asennettava erillinen paaluputki. Suojaputki ja avarrinkruunu voidaan poistaa ja käyttää uudelleen, mikä pienentää kustannuksia muihin menetelmiin verrattuna. Paaluputken sisä- ja ulkopuoli injektoidaan juotoslaastilla. Ulkopuolinen injektointi parantaa paaluputken ja maan välistä toimintaa. Teräspalkki kiinnitetään suojaputkeen hitsaamalla, mekaanisin kiinnikkein tai betoniterästen avulla suojaputken sisään tehtävään valuun.

## Poraus

Poraus voidaan tehdä epäkeskisellä menetelmällä (kuva 9.4) tai keskisellä menetelmällä (kuva 9.5). Epäkeskisen porausmenetelmän kalusto koostuu pilottikruunusta ja epäkeskisestä avarrinkruunusta. Porauksen edetessä epäkeskinen avarrinkruunu avartaa pilottikruunun tekemän porausreiän suojaputken halkaisijaa suuremmaksi. Suojaputkea painetaan samanaikaisesti maahan. Kun tavoitesyvyys on saavutettu, porakruunua kierretään vastakkaiseen suuntaan kuin porattaessa, jolloin avarrinkruunu sulkeutuu ja porakalusto voidaan vetää pois suojaputkesta. Suojaputki ja avarrin voidaan jättää maahan tai nostaa ylös betonoinnin yhteydessä.

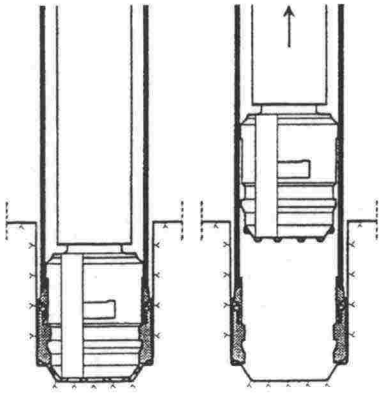


Kuva 9.4

*Epäkeskinen porausmenetelmä /52/.*

Keskisessä porausmenetelmässä suojaputken alapäähän kiinnitetään avarrinkruunu, joka pääsee vapaasti pyörimään ilman, että suojaputki pyörii. Pilottikruunu lukitaan avarrinkruunuun porauksen aikana. Kun tavoitesyvyys on saavutettu, pilottikruunu irrotetaan avarrinkruunusta ja nostetaan ylös. Suojaputki ja avarrin voidaan jättää maahan tai nostaa ylös betonoinnin yhteydessä, kuten epäkeskisessä menetelmässä.



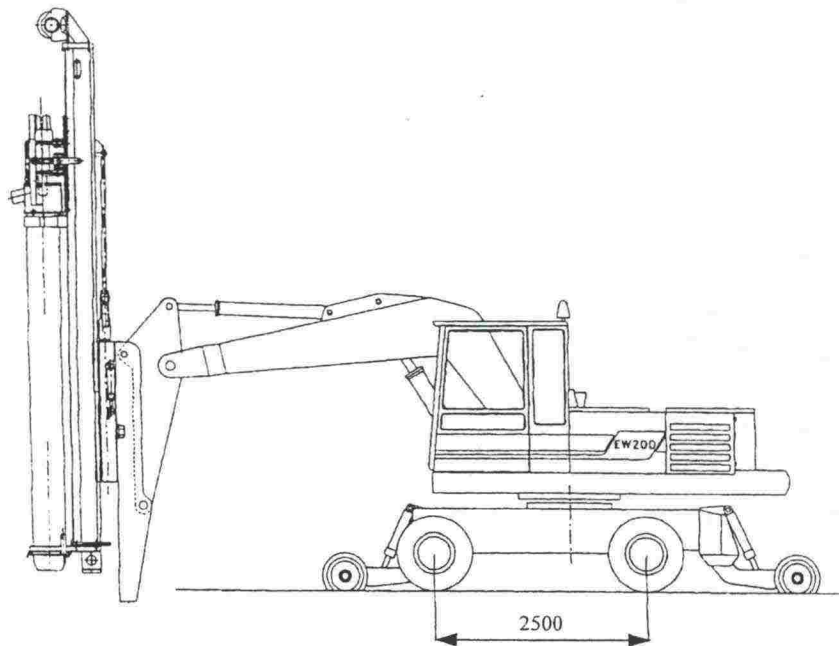


Kuva 9.5 Keskinen porausmenetelmä /34/.

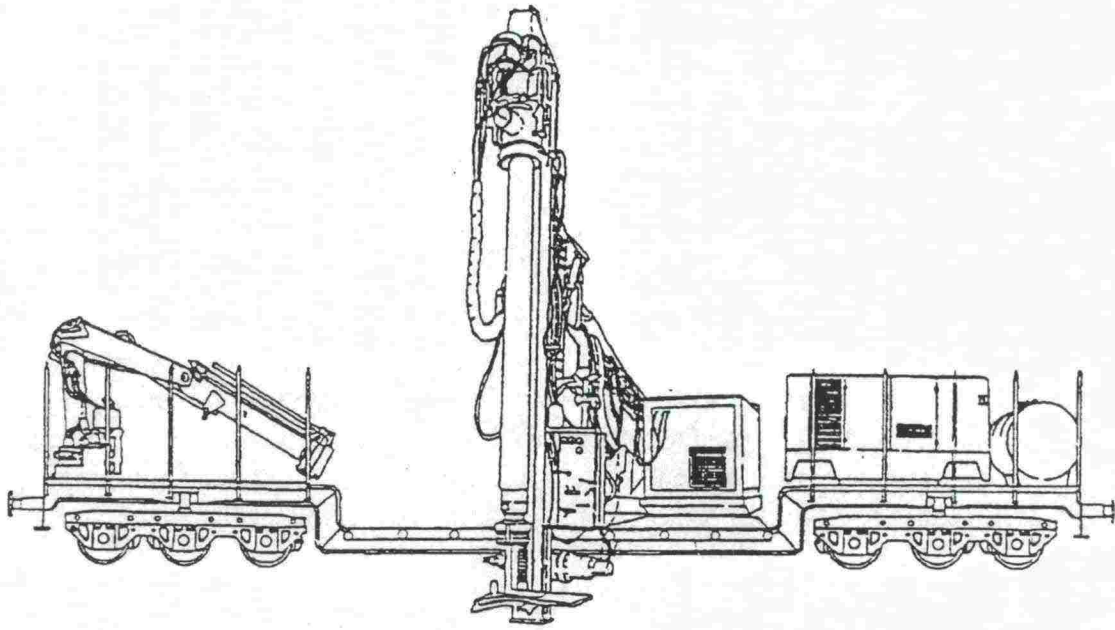
Ratajohtopylväiden porapaaluperustukset porataan yleensä keskisellä menetelmällä. Tällöin paalu saadaan tarkasti haluttuun paikkaan. Epäkeskisessä menetelmässä avarrinkruunun epäkeskisyys vaikeuttaa paalun tarkkaa kohdentamista oikeaan sijaintiinsa.

### Kalusto

Porapaalut asennetaan yleensä tela-alustaisen porapuomin avulla. Ruotsissa ja Norjassa on kehitetty porauskalusto, joka oheislaitteineen voidaan asentaa kaivinkoneeseen (kuva 9.6) tai junan vaunuun (kuva 9.7).



Kuva 9.6 Kiskopyörillä kulkevaan kaivinkoneeseen asennettu porakalusto /22/.



Kuva 9.7 Junan vaunuun asennettu porakalusto /22/.

Kaivinkoneeseen kiinnitettyä porauslaitteistoa on mahdollista käyttää muutaman tunnin työraoissa. Kaivinkone porakalustoineen voidaan ajaa radalta pois lähimmän työaikaisen tai pysyvän tasoristeyksen kohdalta työraon loputtua. Kaivinkoneen poistaminen radalta kestää yleensä noin 15 minuuttia.

Mikäli porakalusto on asennettu junan vaunuun, kalusto on siirrettävä rataa pitkin ohitusraiteille ennen työraon päättymistä. Kaluston siirtomatkat ovat usein pitkiä ja junan "väistämiseen" varattava aika voi olla useita tunteja. Suomen rautateillä olevat liikennekatkot ovat yleensä melko lyhyitä, mikä rajoittaa junan vaunussa olevan porakaluston käyttökelpoisuutta.

Suomessa tutkitun kahden porapaalun perustuksen porapaalut on asennettu kalustolla, joka on tarkoitettu porakaivojen tekemiseen. Kalusto on Suomessa yleisesti käytössä, mikä pienentää porapaalun asennuskustannuksia.

Asennusmenetelmät on esitetty tarkemmin Erosen /10/ lisensiaatintyössä: Drilled steel pipe piles in underpinning and bridge foundations.

### 9.2.3 Porapaaluperustusten ja asennusmenetelmien käyttökelpoisuus

Porapaalut soveltuvat yleensä käytettäväksi olosuhteissa, joissa maa kykenee vastaanottamaan paalulta tulevat vaakakuormat. Tällaiset olosuhteet ovat yleensä keskitiiviillä ja tiiviillä kitkamaalajeilla. Löyhillä kitkamaalajeilla porapaaluperustusten siirtymät ja kiertymät muodostuvat yleensä niin suuriksi, että perustuksen käyttö ei ole mahdollista.

Suomessa tehdyt porapaaluperustukset ovat olleet kalliimpia kuin tavanomaiset kaivamalla asennettavat betonielementtiperustukset. Porapaaluperustusten kustannuksia ovat nostaneet mm. maahan jätettävä suojaputki ja avarrin. Paalu voidaan valmistaa myös siten, että porauksessa käytettävät suojaputki ja avarrin poistetaan porareistä. Paalun kantavana osana toimii tällöin erillinen paaluputki.

Porapaaluperustuksen asentaminen ei löyhdytä perustuksen ympärillä tai radan alla olevaa maata. Täten perustuksen asentaminen ei aiheuta radan painumista kuten perinteisten betonielementtiperustusten asentamisen on todettu tekevän.

Paaluputken täyttämisesä tai ympäröimisessä käytettävä juotoslaasti tai betoni on kuljetettava perustuksen luo autolla tai junalla. Juotoslaasti tai betoni voidaan valmistaa myös paikan päällä junassa olevalla kalustolla. Tällainen kalusto on käytössä mm. Ruotsissa ja Norjassa.

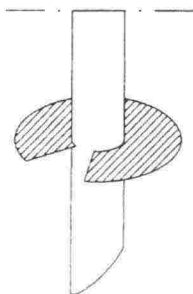
Paalun täyttö tai ympäröinti sementtilaastilla tai betonilla lisää työvaiheiden määrää, mistä aiheutuu lisäkustannuksia. Niiden osuus kokonaiskustannuksista pienenee yhtäjaksoisesti betonoitavien tai injektointavien paalujen määrän kasvaessa. Junan vaunussa olevan betoniaseman käytön esteenä ovat usein lyhyet vain muutaman tunnin pituiset junansuoritusvälit, jolloin kaluston oleminen junanradalla on mahdollista.

Porapaalu porataan penkereeseen siten, että paalun kohdalla oleva maa-aines poistetaan vesi- tai ilmahuuhtelulla. Porapaalun asentaminen ei löyhdytä merkittävästi perustuksen ympärillä tai radan alla olevaa maata. Sen asentamisesta ei aiheudu radan painumista kuten huonosti tiivistetystä täytöstä.

### 9.3 Ruuvipaaluperustus

#### 9.3.1 Perustustyytit

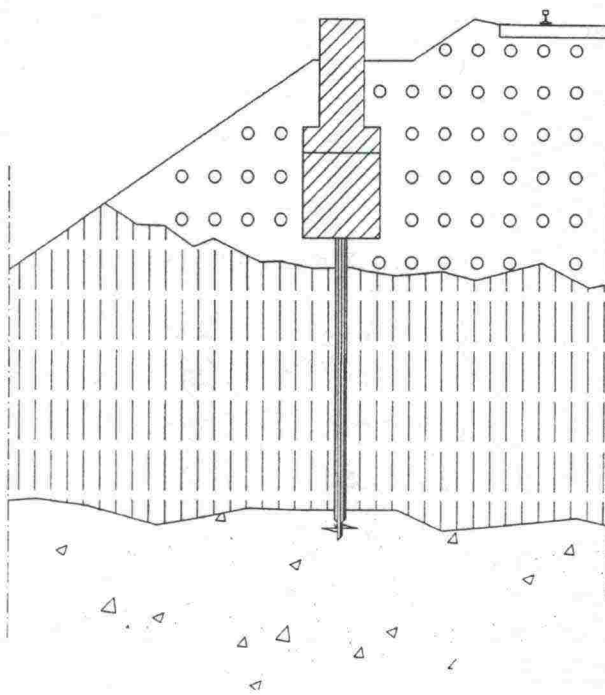
Ruuvipaalu muodostuu varsiosasta, jonka kärkeen on kiinnitetty ruuvilevy (kuva 9.8). Ruuvipaalun varren ja ruuvilevyn koko ja muoto vaihtelevat eri valmistajien kesken. Varsi on yleensä tehty pyöreästä putkesta ja ruuvilevy teräslevystä.



Kuva 9.8 Ruuvipaalun kärjen periaatepiirustus.

Ruuvipaalut voidaan kiinnittää perustukseen juotosvalulla tai suoraan pylvääseen mekaanisten kiinnikkeiden avulla. Kuvassa 9.9 on esitetty ruuvipaaluperustus, jossa yksi ruuvipaalu on kiinnitetty kallioperustukseen paaluholkkielementin (PHE 1) välityksellä. Kyseistä perustustyyppiä on kokeiltu yksittäisissä tapauksissa.





Kuva 9.9 Ajojohdinpylvään ruuvipaaluperustus.

Ruuvipaalulle tulevat pystykuormat siirtyvät maahan ruuvilevyn ja paalun kärjen välityksellä. Ruuvipaalun kuorman kestävyys vaihtelee paalutyypin mukaan. Ruuvipaalun, jossa on 150 mm halkaisijaltaan oleva kierrelaippa, murtokuorma on noin 10–100 kN maan tiiviydestä riippuen. Myötökuorman voidaan olettaa olevan noin 1/2 murtokuormasta. Paaluille tulevat pystykuormat aiheutuvat pääasiassa perustuksen ja siihen kiinnittyvien laitteiden omasta painosta. Pystykuormat ovat yleensä niin pieniä, että ne voidaan vastaanottaa yhdellä kantavaan kerrokseen tukeutuvalla ruuvipaalulla.

Paalujen lukumäärän ja mitoituksen määräävät yleensä perustukseen kohdistuva vaakakuorma ja momentti. Ruuvipaalut ovat yleensä ohuita halkaisijaltaan alle 100 mm teräsputkia. Yhden ruuvipaalun kestävyys perustukselle tulevien vaakakuormien ja momentin kannalta on yleensä merkityksettömän pieni, koska paalun ympärillä oleva maa häiriytyy paalun asennuksen yhteydessä. Vaakakuormat ja momentit on välitettävä maahan paalujen päälle tulevan rakenteen avulla. Momentti on mahdollista vastaanottaa myös ruuvipaaluilla, mikäli paaluja on kaksi tai useampi. Tällöin momentti välittyy paaluille puristus- ja vetovoimana.

Yksittäistä ruuvipaalua ei yleensä tarvitse routasuojata, mikäli routasyvyyden alapuolelle ulottuva ruuvilevy kykenee välittämään maahan roudasta aiheutuvan ylöspäin suuntautuvan voiman. Anturallinen paaluperustus on routasuojattava tai perustettava roudattomaan syvyyteen, koska ruuvipaalut eivät yleensä kykene vastaanottamaan roudasta perustukseen aiheutuvaa ylöspäin suuntautuvaa voimaa.

### 9.3.2 Paalujen asennus

Ruuvipaalut asennetaan maahan kiertämällä (ja painamalla) paaluja käsin tai erityisen vääntimen avulla. Ruuvipaalun vääntimenä voidaan käyttää suhteellisen pienikokoista noin 300 mm halkaisijaltaan olevaa hydraulikäyttöistä moottoria. Väännin voidaan

kiinnittää kaivinkoneen puomiin, jolloin vääntimen vaatima hydraulipaine saadaan suoraan kaivinkoneesta. Ruuvipaalut voidaan asentaa myös monitoimikairassa olevan vääntimen avulla. Kehittyneimmissä vääntimissä on käytettävän vääntömomentin tunnistin. Vääntömomentin perusteella voidaan arvioida maalajia sekä maaperän tiiviyyttä ja kivisyyttä.

### 9.3.3 Ruuvipaaluperustusten ja asennusmenetelmien käyttökelpoisuus

Ruuvipaalujen käyttö rautateiden pylväsuperustuksissa on vielä vähäistä. Paalujen käytön esteenä on ollut lähinnä niiden tunkeutuvuus usein kiviseen ratapenkereeseen. Ruuvipaalut eivät sovellu käytettäväksi kivisissä maakerroksissa, koska kivet estävät ruuvilaipan tunkeutumisen maahan. Ruuvipaalut soveltuvat yleensä käytettäväksi siltti- ja savimaassa. Ruuvipaalun vähäisestä käytöstä huolimatta teräsbetonipaalujen korvaaminen ruuvipaaluilla on perusteltua mm. seuraavista syistä:

Ruuvipaalujen asentaminen ei vaadi raskasta lyöntikalustoa eikä häiritse paalun ympäristöä tai ratapengertä, kuten teräsbetonipaalujen asentaminen.

Pylväsuperustusten teräsbetonipaalujen kantavuus on yleensä tarvittavaa kantavuutta suurempi. Ruuvipaalujen koko voidaan valita todellisten kuormien perusteella, jolloin ylirajoitukselta vältytään.

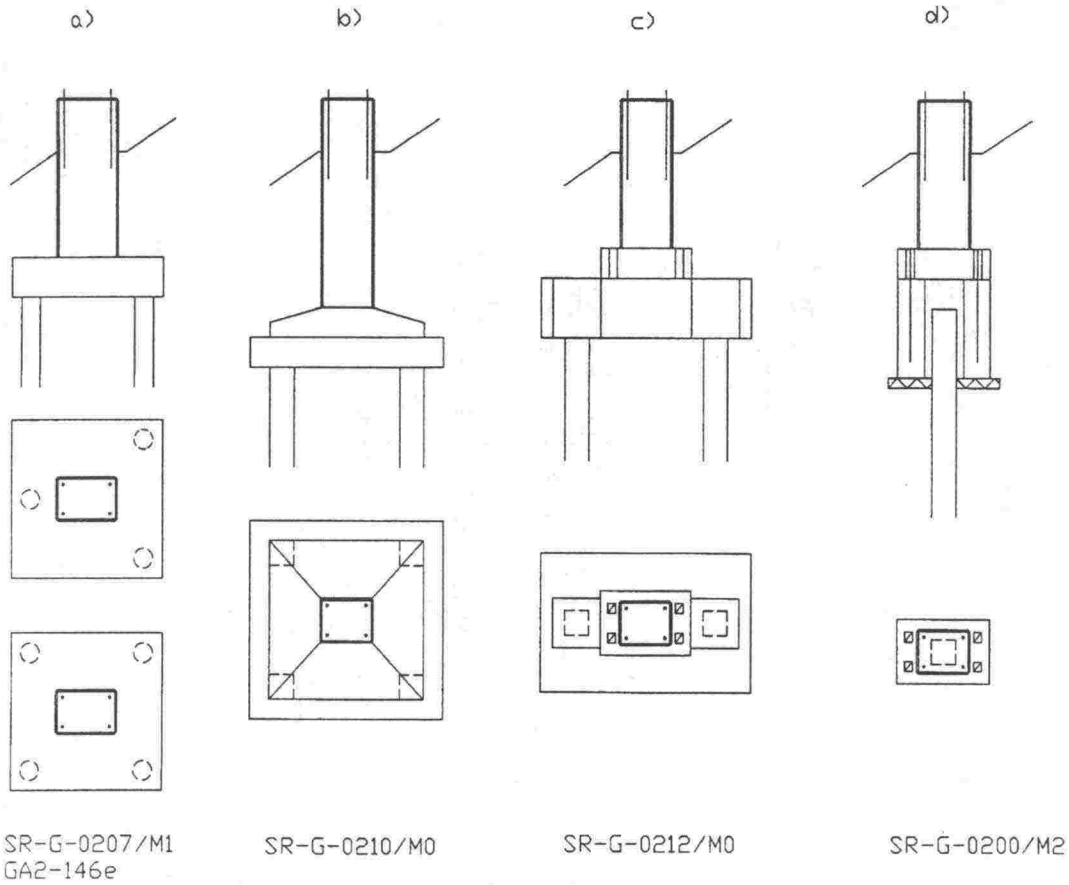
Ruuvipaalujen asennuskalusto on pienempi kuin teräsbetonipaalujen vaatima asennuskalusto, ja se voidaan helposti asentaa esimerkiksi kiskopyörillä kulkevaan kaivinkoneeseen. Asennuskaluston korkeus ja paalun jatkospituus voidaan valita siten, että paalutus on mahdollista tehdä ratajohtojen alapuolella.

## 9.4 Teräsllyöntipaaluperustus

### 9.4.1 Perustustyyppit

Teräsllyöntipaalua voidaan käyttää vaihtoehtoisena paalutyypinä perinteisesti käytettävälle teräsbetonipaalulle. Paalun päälle asennettava perustustyyppi voi taten olla sama kuin teräsbetonipaalulla. Kuvassa 9.10 on esitetty I-pylvään paalutettuja perustuksia, joissa on 1, 2, 3 tai 4 teräsbetonipaalua. Muiden pylvästyypien paaluperustuksissa on 4 tai 6 teräsbetonipaalua.

Paalujen määrä valitaan usein sillä perusteella, että perustukset pysyvät pystyssä paalujen päällä aiheuttamatta paaluihin veto- tai taivutusrasituksia. Perustuksen alle tulevien paalujen määrän on taten oltava 3–4 kpl. I-pylväillä on olemassa myös yhden paalun perustuksia (kuva 9.10d), joiden suunnittelussa otetaan huomioon myös paalun jäykkyys.



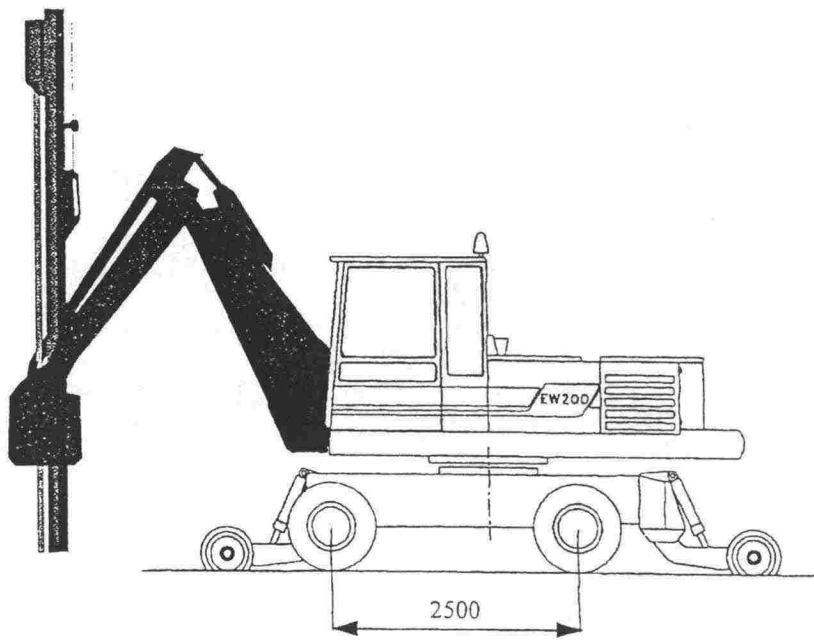
Kuva 9.10

*I-pylvään: a) paalutettu perustus, b) 4 paalun perustus, c) 2 paalun perustus, d) paaluperustus.*

#### 9.4.2 Paalujen asennus

Teräspalkkipaalut voidaan asentaa paikoilleen pudotusjärkelellä, hydraulijärkelellä tai hydraulivasaralla. Pylväasperustusten teräspalkkipaalujen asennukseen soveltuu parhaiten pudotusjärkele, jonka paino on yleensä alle 1000 kg. Järkeleen pudotuskorkeus on 0,2–1,2 m. Paalutuskalusto voidaan kiinnittää kaivinkoneen puomiin (kuva 9.11) tai erilliseen työvaunuun (junanvaunu).





Kuva 9.11 Kiskopyörillä varustetun kaivinkoneen puomiin kiinnitetty paalutuskalusto.

#### 9.4.3 Teräslöytipaaluperustusten ja asennusmenetelmien käyttökelpoisuus

Teräsputkipaalu soveltuu hyvin käytettäväksi pylväasperustuksen paaluna. Teräsputkipaalujen käyttö teräsbetonipaalujen tilalla on perusteltua mm. seuraavista syistä:

Teräsputkipaalu on kooltaan pienempi kuin teräsbetonipaalu. Esimerkiksi paalutusluokan II teräsbetonipaalu ( $250 \times 250 \text{ mm}^2$ ) voidaan korvata noin teräsputkipaalulla, jonka halkaisija on 140 mm. Pylväasperustusten paalujen kantavuus on yleensä tarvittavaa kantavuutta suurempi. Teräsputkipaalujen koko voidaan valita todellisten kuormien perusteella, jolloin käytettävien teräsputkipaalujen koko on oleellisesti edellä esitettyä pienempi.

Teräsputkipaalun asennuskalusto on pienempi kuin teräsbetonipaalujen vaatima asennuskalusto ja se voidaan helposti asentaa esimerkiksi kiskopyörillä kulkevaan kaivinkoneeseen.

Teräspaalu voidaan jatkaa tarvittaessa lyhyissä pätkissä. Täten paalukaluston korkeus voidaan valita siten, että paalutus on mahdollista tehdä esimerkiksi ratajohtojen alapuolella.

Teräsputkipaalun pienen poikkileikkauksen ansiosta paalua ympäröivän maaperän syrjäytyminen ja häiriintyminen on vähäistä. Teräsputkipaalujen asentamisen vaikutus ratapenkereeseen on vähäisempää kuin teräsbetonipaaluilla.

## 9.5 Teräsputkipaalujen materiaalivaatimukset

Pienet teräsputkipaalut ovat yleensä pituussaumattuja teräsputkipaaluja, joiden materiaalina käytetään standardin SFS 200 mukaisia yleisiä rakenneteräksiä. Yleisimmin käytetty teräslaatu on Fe 52 D. Laatu luokan D käyttämistä suositellaan silloin, kun rakenteen alin lämpötila on alle  $-20^{\circ}\text{C}$ .

Pylväasperustuksissa käytettävien teräsputkipaalujen mittojen ja teknisten toimitusehtojen osalta voidaan soveltaa putkipaalustandardia SFS 5001 seuraavin toleransseja koskevin vaatimuksin:

Ulkohalkaisija	$\pm 0,5 \%$ ympärysmittasta laskettuna
Seinämäpaksuus	$+ 10 \%$ $- 5 \%$
Pituus	$- 0 \dots + 50 \text{ mm}$
Suoruus	$< 0,1 \%$ pituudesta
Pään tasomaisuus	$< 2 \text{ mm}$
Pään suorakulmaisuus	$< 0,5 \%$ ulkohalkaisijasta $d$ tai $\leq 4 \text{ mm}$
Pyöreys	$R \leq 2 \%$ ; $R = 200 \frac{d_{a \max} - d_{a \min}}{d_{a \max} + d_{a \min}} \%$
$d_{a \max}$ , $d_{a \min}$ suurin ja pienin mitattu ulkohalkaisija	

## 9.6 Teräsputkipaalujen korroosiosuojaus

Pylväasperustuksissa käytettävän teräsputkipaalun korroosio on otettava huomioon, kun määritetään paalun rakenteellista kantavuutta käyttötilassa. Umpinaisessa teräsputkipaalussa tapahtuu merkittävää korroosiota yleensä vain paalun ulkopinnalla. Avoimessa teräsputkipaalussa on otettava huomioon myös paalun sisäpinnan syöpyminen. Mikäli avoimen paalun yläpää on suljettu ilmatiiviisti ja paalun pää on pysyvästi pohjavedenpinnan alla, muodostaa paalun sisäosa umpinaisen, ilmatiiviin kotelon, jolloin paalun sisäpinnan korroosio on yleensä vähäistä.

Teräsputkipaaluille soveltuvia korroosionestomenetelmiä ovat katodinen suojaus, orgaaniset ja epäorgaaniset pinnoitteet, betoniverhoilu ja betonointi. Korroosion arvioidut vaikutukset voidaan ottaa huomioon myös ylivoimittamalla rakenne.

Katodinen suojaus on korroosionestomenetelmä, jossa korroosiovirta kumotaan vastakkaisella suojavirralla. Metallin elektrodipotentiaali laskee immunitteettialueelle, jolla korroosioreaktiot hidastuvat merkittävästi. Katodisen suojauksen käytön edellytyksenä on, että suojaavia teräsputkipaaluja ympäröi sähköä johtava väliaine kuten vesi tai kostea maa.

Orgaanisilla pinnoitteilla pyritään estämään tai hidastamaan korroosioparien toimintaa. Tavallisimmat teräsputkipaaluissa käytetyt orgaaniset pinnoitemateriaalit ovat epoksi, tervaepoksi, bitumi, polyuretaani ja polyeteeni. Pinnoitteiden käytössä on hankaluutena se, että paalujen lyöntityön aikana pinnoitteeseen tulee naarmuja, jotka keskittävät korroosiota. Tavallisin epäorgaaninen pinnoite on sinkki, joka suojaa terästä myös katodisesti.

Teräspaalu voidaan erottaa ympäröivästä maasta myös betonivaipalla. Betonin alkaalisuus saa lisäksi aikaan suojaavan oksidikerroksen teräksen pinnalle. Teräsputkipaaluissa voidaan käyttää myös sisäpuolista betonointia, jolloin betoni ja rauditus mitoitetaan kantamaan paalulle tulevat kuormat. Teräsputkipaalu toimii siten tavallaan valumuottina, joka voi syöpyä kokonaan pois.

Ylimitoituksella kasvatetaan paalun seinämän ainepaksuutta siten, että paalun seinämäpaksuus on vielä arvioidun käyttöiän aikana tapahtuvan syöpymisen jälkeenkin riittävä kantamaan rakenteelle suunnitellut kuormat. Tarvittava korroosiovara riippuu rakenteen suunnittelusta käyttöiästä ja paalua ympäröivän maan tai veden korroosioominaisuuksista. Korroosiovähennykset voidaan tehdä Eurocoden mukaan (taulukko 9.1).

*Taulukko 9.1 Korroosiovähennykset [mm] SFS-ENV 1993-5:1997 Eurocode 3:-5 Piling mukaan.*

Maaperäolosuhteet	Käyttöikä				
	5	25	50	75	100
Häiriintymätön luonnon maa (hiekkä, siltti, savi)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Saastunut luonnonmaa ja teollisuuden maa-alueet	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressiivinen luonnonmaa (suo, räme, turve)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Tiivistämätön ja ei-aggressiivinen täyttö (hiekkä, savi, siltti)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Tiivistämätön ja aggressiivinen täyttö (tuhka, kuona)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,70

Tiivistetyn täytön korroosionopeus on hitaampi kuin tiivistämättömän. Tiivistetyillä täytöillä voidaan käyttää tiivistämättömän täytön korroosiovähennyksiä jaettuna kahdella.

Annetut arvot ovat ohjeellisia. Paikalliset olosuhteet on otettava huomioon.

5 ja 25 vuoden käyttöikää vastaavat arvot perustuvat mittauksiin. Muut arvot on saatu lineaarisesti extrapoloimalla ja ovat siten varmalla puolella.



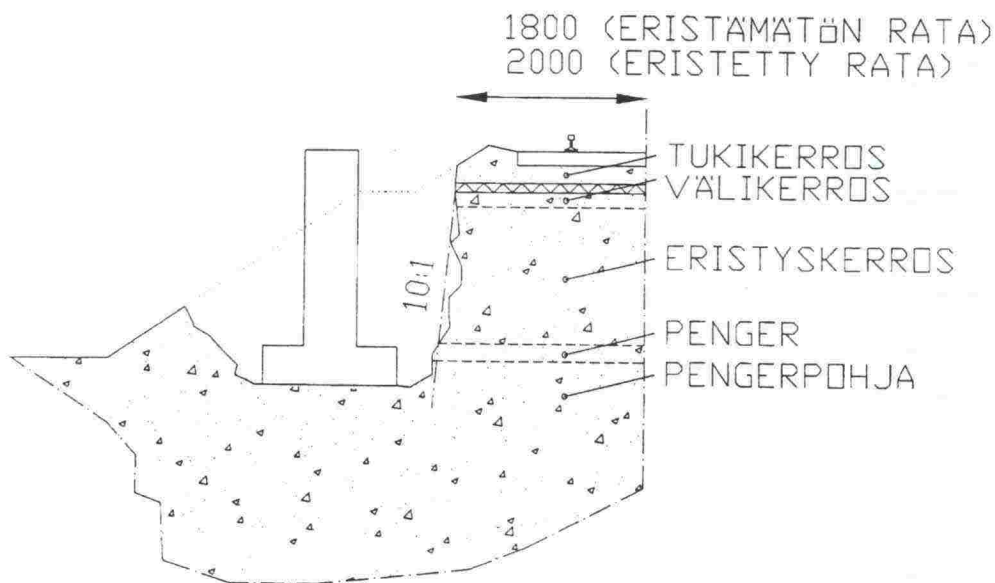
## 9.7 Teräsputkipaaluperustusten suunnittelu

Perustusten suunnittelun raja-arvot on esitetty liitteenä olevassa pylväasperustusten suunnitteluohjeessa. Yhden tai useamman suoraan pylvääseen kiinnittyvän porapaaluperustuksen suunnittelu tehdään soveltuvin osin Malin diplomityössä "Rautateiden sähköistyspylvään kaksoisputkiperustus" /24/ esitettyjen periaatteiden mukaan. Teräksisten lyöntipaalujen suunnittelu tehdään RR-paalutusohjeen /32/ mukaan.

## 10. POHJARAKENNUS

### 10.1 Yleistä

Maanvaraisia perustuksia varten joudutaan yleensä tekemään kaivanto rakennettuun penkereeseen. Kaivannon reunat tehdään monesti mahdollisimman jyrkiksi kaivutöiden minimoimiseksi. Toisaalta ajojohdinpylvään perustus sijaitsee rataa nähden siten, että radan puoleinen luiska on pakko tehdä lähes pystysuoraksi (kuva 10.1). Kaivannon radan puoleinen reuna on mahdollista tehdä pystysuoraksi, mikäli maa on hyvin tiivistettyä ja kaivanto on tilapäinen. Radan alla oleva maa ei kuitenkaan yleensä ole niin tiivistä, että kaivannon pystysuora luiska pysyisi muodossaan koko kaivu- ja täyttötöiden ajan. Maa sortuu kaivantoon vähitellen tai suurina paloina siten, että ennen lopullista täyttöä radan puoleinen luiska voi olla jopa kovera, jolloin ratapölkyt tai radan alla olevat routalevyt toimivat ulokkeena.



Kuva 10.1 Maanvaraisen perustuksen vaatima kaivanto.

Perustuskaivannon tekeminen löyhdyttää yleensä aina myös radan alla olevaa maata. Tästä voi olla seurauksena radan painuminen perustuksen kohdalta. Painumat voidaan minimoida tekemällä kaivannon täyttö ja tiivistys huolellisesti. Tällöin radan alla oleva täyttö ei löyhdy enää täyttötöiden jälkeen ja mahdolliset painumat aiheutuvat vain radan alla olevan maan löyhtymisestä kaivu- ja täyttötöiden aikana. Mikäli pylväasperustusten ympärystäyttöä ei tiivistetä huolellisesti, radan alla olevan maan jännitystilä muuttuu pysyvästi ja maassa tapahtuu muodonmuutoksia, jotka aiheuttavat radan painumista.

Nykyisissä urakka-asiakirjoissa ei yleensä ole erillisiä ohjeita kaivannon tekemisestä tai täyttötöistä. Asiakirjoissa viitataan yleisesti SSR:ään, joka on hyvin laaja ja sekava asiakirja. Osa ohjeista on päällekkäisiä ja osa vanhentuneita. Rakennusurakoitsijan on vaikea löytää nykyisin noudatettavat maarakentamiseen soveltuvat ohjeet, vaikka sitä haluaisikin. Käyttökelpoisen työselityksen ja laatuvaatimusten puutteen johdosta pohjarakennustöiden laatu vaihtelee urakoitsijan mukaan.

Pohjarakennustöiden tarkoituksenmukaisen tekemisen varmistamiseksi on tämän tutkimuksen yhteydessä laadittu yleinen pohjarakennustyöselitys ja laatuvaatimukset. Seuraavissa kappaleissa on esitetty nykyiset pylväasperustusten pohjarakennustöihin soveltuvat työselitykset ja ohjeet sekä tämän tutkimuksen yhteydessä laaditut työselitykset ja laatuvaatimukset (RMYTL osa 9 Pylväasperustukset) soveltuvien osin.

## **10.2 Pohjarakennus nykyisten ohjeiden mukaan**

### **10.2.1 Kaivutyö**

#### **Kaivutyö SSR:n /31/ rakennustyöohjeen 1.2 mukaan**

SSR:n rakennustyöohjeen 1.2 (Peruskuopan tukeminen, täyttö ja merkitseminen, 5.2.1976) mukaan voidaan n. 2 m syvät peruskuopat kaivaa konekaivuna usein ilman tukiseiniä. Mikäli tukiseiniä tarvitaan, pitää ohjeen mukaan menetellä seuraavasti:

- Kaivetaan kuoppa haluttuun syvyyteen.
- Asetetaan kaivulevyjä peruskuopan seinämille (vain raiteen puoleiselle seinämälle perustuksen ollessa penkereessä).
- Asetetaan peruskuopan mittainen solkipuu tai solkipuukehikko kaivulevyjä vasten.
- Asetetaan vaaka- tai vinotuet solkipuukehikoiden tai solkipuun ja peruskuopan seinämän väliin.

Rakennustyöohje on tehty ensisijaisesti paikalla valettavien anturattomien perustusten rakentamista varten. Anturallisia elementtiperustuksia varten joudutaan kuitenkin tekemään vastaava kaivanto kuin paikalla valettaville perustuksille. Täten esitettyjen ohjeiden voidaan todeta soveltuvan myös nykyiseen rakentamiskäytäntöön. Rakennustyöohjeessa ei ole annettu mitään ohjeellista kaltevuutta radan puoleiselle luiskalle. Ohje ei siis kiellä radan puoleisen luiskan tekemistä pystysuoraksi ilman tuentaa. Tällaisen kaivannon tekemiseen on ohjeen mukaan kuitenkin saatava Oy VR-Rata Ab:n valvojan hyväksyntä.

#### **Kaivutyö SSR:n anturaelementtien asennusohjeen mukaan**

SSR:n kohdan 8.315 (Anturaelementtien asennusohje, 31.12.1994) mukaan kaivuvaiheessa on varottava ylisyvää kaivua. Kaivannon pohja suositellaan jätettäväksi 50 mm perustamistason yläpuolelle. Pohjan lopullinen tasaus tehdään lapiotyöllä huolellisesti välillä tarkistaen tasoa vaaitsemalla. Tarvittaessa pohjan tasauksessa käytetään tasaushiekkaa.

Uudemman ohjeen ei sanota korvaavan vanhempaa ohjetta, joten myös edellä esitetty ohje vuodelta 1976 on soveltuvien osin voimassa.



## **Kaivutyö Rakennustöiden työturvallisuusmääräysten mukaan /2/**

36§1 mom.

Kaivutyö on tehtävä turvallisesti ottaen huomioon maan laatu, kaivannon syvyys, luiskien kaltevuus ja kuormitus sekä vedestä ja liikenteen tärinästä aiheutuvat vaaratekijät.

36§2 mom.

Milloin sortuma aiheuttaa tapaturman, on kaivannon seinämä kaivettava kaltevaksi, porrastettava ja tuettava.

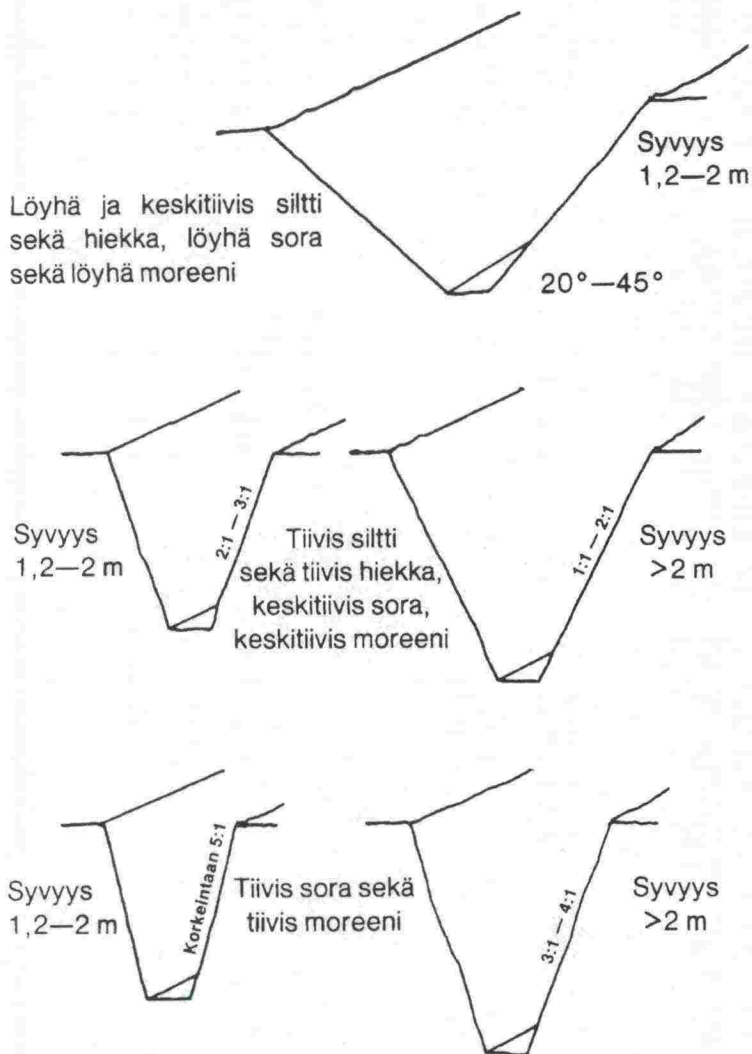
Kaivannon reunan sortuminen työn aikana johtaa kokemuksen mukaan usein vakavaan työtapaturmaan. Erityisesti putkikaivannossa sortuma on työntekijöille vaarallinen, koska kaivannossa ei ole tilaa väistää sortumaa.

Matalat kaivannot pyritään yleensä kaivamaan luiskattuina, koska työssä ei tarvita tukemiseen käytettävää kalustoa ja työ etenee yleensä turvallisemmin.

Edellytys on tietysti se, että siihen on tilaa ja maalaji on suhteellisen helposti kaivettavaa.

Luiskattua avokaivantoa suunniteltaessa kaivannon poikkileikkaus valitaan siten, että riittävä varmuus on sekä luiskien sortumista että pohjamaan heikkojen kerrosten kautta tapahtuvaa laaja-alaista sortumista vastaan.

Helppoissa pohjarakennuskohteissa kaivannon luiskakaltevuudet voidaan valita ohjeellisten kaltevuuksien mukaan. Yli 3 m syvien kaivantojen vakavuus on kuitenkin aina tarkastettava laskelmin. Kuvassa 10.2 ja 10.3 on esitetty yleensä turvalliset luiskakaltevuudet.



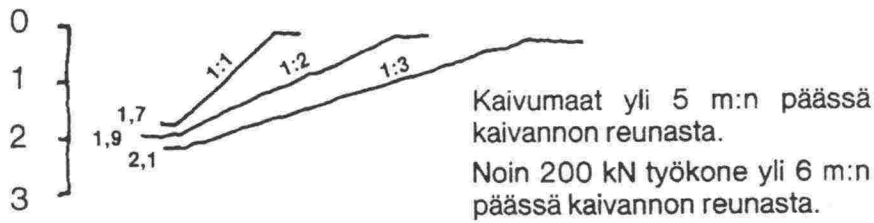
Kuva 10.2 Yleensä turvalliset luiskankaltevuudet karkearakeisilla maalajeilla /36/.

Mikäli kaivannon syvyys on suurempi kuin 2 m, suurin syvyys on ohjeen mukaan arvioitava paikallisten olosuhteiden perusteella.

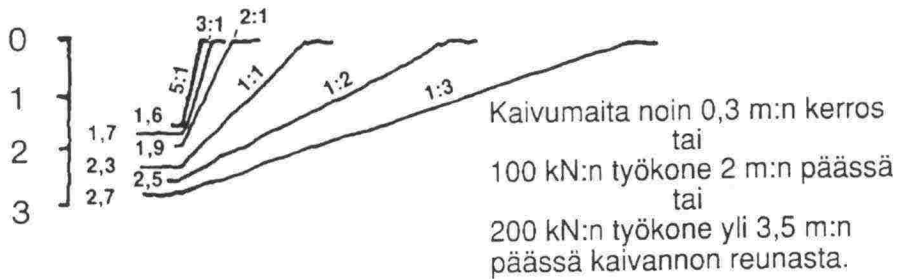
Ohjearvoja ei saa soveltaa häiriintymisherkkiin saviin eikä siltteihin, koska ne voivat helposti menettää lujuuttansa esimerkiksi tärinän johdosta.

Ratapenkereiden voidaan olettaa olevan yleensä tiivistä silttiä tai hiekkaa tai keskitiivistä soraa tai moreenia. Rakennustöiden turvallisuusmääräysten mukaan noin 2 m kaivannon luiskakaltevuudeksi suositellaan tällaiselle maalle yleensä kaltevuutta 1:1-2:1. Tiiviimmillä mailla suositeltava luiskakaltevuus voi olla 3:1-4:1. Kuvan 10.1 perusteella voidaan todeta, että piirustuksen GA2-150e mukaisen P-pylvään anturallisen perustuksen vaatiman kaivannon radanpuoleinen luiska on lähes pystysuora.

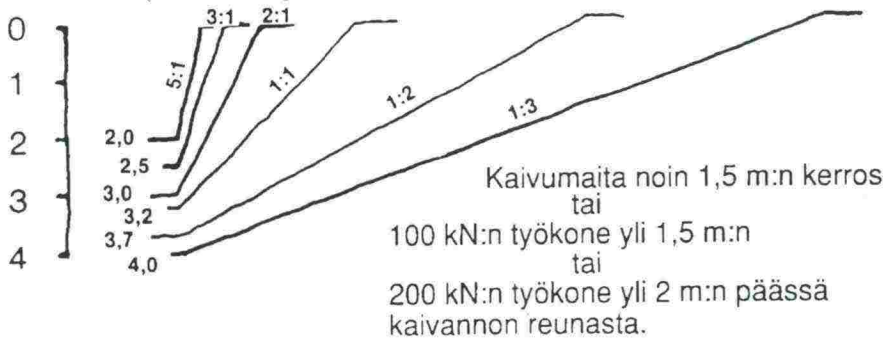
Hyvin pehmeä savi (leikkauslujuus  $7\text{--}10\text{ kN/m}^2$ )



Pehmeä savi (leikkauslujuus  $10\text{--}25\text{ kN/m}^2$ )



Sitkeä savi (leikkauslujuus  $25\text{--}50\text{ kN/m}^2$ )



Kuva 10.3 Yleensä turvalliset luiskankaltevuudet savimaissa ja hienoissa silttimaissa /36/.

Työlainsäädäntö ei suoranaisesti kiellä pystysuoran luiskan rakentamista. Se kuitenkin edellyttää, että kaivutyö on tehtävä turvallisesti. Pylväsperustusten vaatima kaivanto ei ole turvallinen, koska radan puoleinen luiskakaltevuus poikkeaa esitetyistä suosituksista. Radan puoleisen luiskan tukeminen ei kuitenkaan aikataulu- ja kustannussyistä ole tarkoituksenmukaista, joten kaivannon tekeminen tukemattomana on tältä osin perusteltua. Tällaisen kaivannon rakentamiseen on kuitenkin saatava Oy VR-Rata Ab:n valvojan lupa. Rakennusaikana on myös kiinnitettävä erityistä huomiota työturvallisuuteen, koska kaivannon muoto ei täytä viranomaisten antamia suosituksia.

### 10.2.2 Perustusten sallitut sijaintipoikkeamat

SSR:n kohdan 2.551 "Pylvään ja perustuksen aseman toleranssit" mukaan pylvään ja perustuksen paikan toleranssi on  $\pm 0,03\text{ m}$  kohtisuoraan rataa vastaan ja  $\pm 0,50\text{ m}$  radan suuntaisesti. Lisäksi pylvään paikalla voi olla oma toleranssinsa esimerkiksi vaihteessa.



Valuperustuksen pinnan toleranssi on  $\pm 0,05$  m ja elementtiperustuksen  $+0,10$  m... $-0,05$  m. Portaalin vierekkäisten perustusten pinnan korkeus ei saa poiketa enempää kuin  $0,05$  m, jos korkeuksilla on sama nimellisarvo. Jos nimellisarvot eroavat, poikkeamat lasketaan niistä ja suurin sallittu poikkeama on  $0,05$  m.

### 10.2.3 Täyttötöyt

#### Täyttötöyt SSR:n rakennutyöohje 1.2 mukaan

SSR:n rakennustyöohjeen 1.2 (Peruskuopan tukeminen, täyttö ja merkitseminen, 5.2.1976) kohdassa 3.1 on esitetty seuraavat täytön tiivistämiseen liittyvät ohjeet silloin, kun täytemaan tiiviydelle asetetaan korkeat vaatimukset.

- Nostetaan täytemaita anturan ympärille  $400$  mm kerros tai alimman sokkelipuukehikon alareunaan.
- Nostetaan uraseinää ylös noin  $400$  mm.
- Tärytetään maantiivistäjällä, mistä uraseinä on poistettu.
- Poistetaan alin sokkelipuukehikko.
- Lisätään täytemaita  $400$  mm kerroksin välillä täryttäen ja sokkelipuukehikot välitukineen poistaen. Näin jatketaan kunnes tullaan raiteen sepelöityihin kerroksiin, joihin asetetaan kaivuun alussa erilleen pannut sepelit.

Ohjeen mukaan täytemaan tiivistämistä maantiivistäjällä ei tarvitse tehdä, kun peruskuoppa on niin kaukana pääraiteista (peruskuopan pohjasta maan luonnollisessa kaltevuuskulmassa oleva ajateltu sora ei yllä raiteeseen), että sen täyttötapa ei vaikuta raiteen mahdolliseen painumiseen. Tiivistyskaluston käytön tarpeellisuudesta on ohjeen mukaan neuvoteltava paikkakohtaisesti VR:n valvojien kanssa.

#### Täyttötöyt SSR:n anturaelementtien asennusohjeen mukaan

SSR:n kohdassa 8.315 (Anturaelementtien asennusohje, 31.12.1994) on täyttötöistä esitetty seuraavaa:

Täyttö suoritetaan routimattomalla kivennäismaalla kerroksittain (n.  $40$  cm) välillä tiivistäen kaivinkoneen kauhalla ja tärylevyllä. Etenkin radanpuoleisen sivun tiivistäminen on tehtävä huolella, jotta radan jälkipainumiset jäisivät mahdollisimman vähäisiksi.

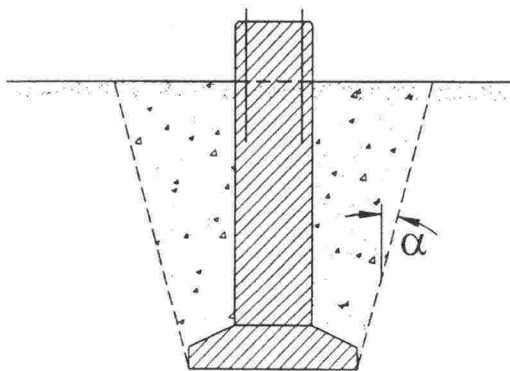
Täyttö suoritetaan aina sellaiseen vaiheeseen, että sortumavaaraa ei ole ennen juna liikenteen laskemista kyseiselle raiteelle.

Ohjetta voidaan soveltaa myös pilarielementtien (D) asentamisessa.

Vanhemmassa ohjeessa on esitetty täytön tiivistäminen silloin, kun radan puoleinen luiska on tuettu sokkelikehikon avulla. Nykyiset kaivannot tehdään pääsääntöisesti tukemattomina ilman esitettyä sokkelikehikkoa. Ohjeen mukainen tiivistystapa on kuitenkin sovelluskelpoinen myös nykyisiin täyttötöihin. Ohjeessa on esitetty, että raiteen painumiseen vaikuttavan maan etäisyys voidaan määritellä maan luonnollisen kaltevuuskulman perusteella. Tämän kaltevuuskulman voidaan olettaa olevan nykyisten ohjeiden mukainen minimi luiskakaltevuus eli  $1:1,5$ . Uudemmissa ohjeissa ei ole otettu

erikseen kantaa, kuinka etäälle tiivistys on ulotettava. Ohjeessa kuitenkin oletetaan, että koko täyttö tiivistetään noin 400 mm paksuisina kerroksina.

Perustamistason yläpuolisen täytön tiiviys vaikuttaa anturan murtomomenttiin. Anturan päällä olevan tiiviin täytön voidaan murtotilassa olettaa leikkautuvan kuvan 10.4 mukaisesti. Hyvin tiivistetyllä karkearakeisella maalla anturan päällä olevan maakartion leviämiskulma on Fluckerin [11] mukaan  $\alpha = 25^\circ \dots 30^\circ$ . Mikäli perustamistason yläpuolinen täyttö on löyhää, perustuksen päällä oleva maakartio ei leikkaannu vaan maa tiivistyy paikallisesti. Tällöin kulma  $\alpha$  on  $0^\circ$ . Pylväsperustusten mitoituksessa maakartion leviämiskulman oletetaan olevan  $\alpha = 0^\circ$ , joten perustamistason yläpuolisen täytön tiiviys ei vaikuta perustuksen mitoitukseen.



Kuva 10.4 Perustuksen päällä olevan maan leikkaantuminen kuormitettaessa.

Kaivannon täyttö voidaan jättää kokonaan tiivistämättä tai tiivistää se tärylevyllä tai kaivinkoneen kauhalla painelemalla. Mikäli perustamistason alapuolinen täyttö jätetään tiivistämättä, täyttö tiivistyy perustukselta tulevan kuorman vaikutuksesta ja perustukseen jää pysyviä siirtymiä. Mikäli perustamistason yläpuolinen täyttö jätetään löyhäksi, anturattoman perustuksen tai anturallisen perustuksen pilariosa ei toimi suunnitellusti. Sivupaineen vaikutuksesta perustuksen ympärillä oleva löyhä maa tiivistyy ja perustuksen siirtymät kasvavat merkittävästi.

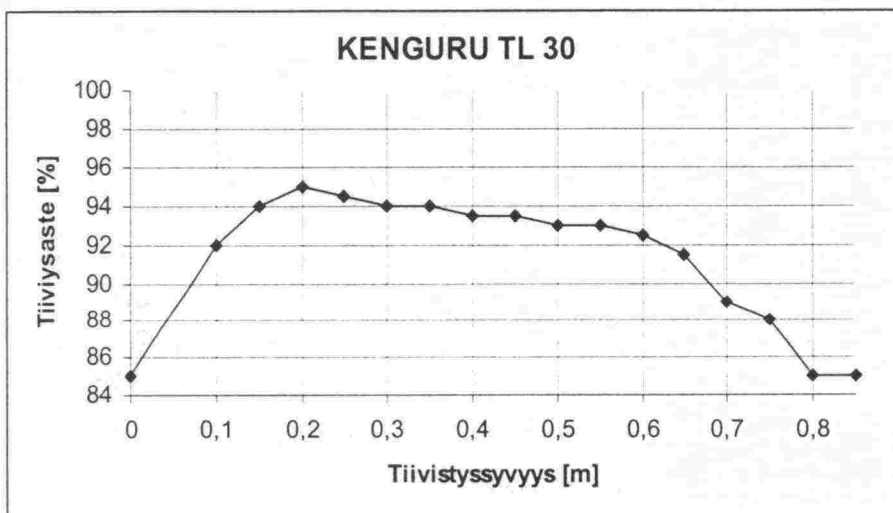
RMYYTL:n [29] osan 5 ”Maaleikkaus- ja pengerrystyöt” mukaan optimivesipitoisuudessa oleva maa voidaan tiivistää 200–500 kg tärylevyllä. Sopiva kerrospaksuus on 200–300 mm ja sopiva keskimääräinen jyräskertojen lukumäärä on 5. Maan kivisyyden todetaan lisäävän jyräskertojen tarvetta. Ohjeessa on myös esitetty penkereen tiiveysasteen ja levykuormitusmodulien vaatimukset (taulukko 10.1). Pylväsperustusten kaivannon pohjan etäisyys on yleensä  $< 3,0$  m Kv:sta, joten perustusten ympärystäytön minimi tiiveysaste on 90 % ja keskimääräinen tiiveysaste on 93 %.

Taulukko 10.1 Penkereen tiiveysasteen ja levykuormitusmodulien vaatimukset [29].

Etäisyys radan Kv:sta	Vaadittu tiiveysaste		1) $E_2$ (MPa)	
	keskimäärin	minimi	keskimäärin	minimi
$< 3,0$ m	93 %	90 %	120	100
$> 3,0$ m	90 %	88 %	100	90

Maan tiivistäminen voidaan tehdä esimerkiksi kaivinkoneen kauhaan kiinnitettävän tärylevyn avulla tai käsin ohjattavalla maantiivistäjällä. Luiskan puolelta tiivistys voidaan yleensä tehdä vain kauhaan kiinnitettävällä tärylevyllä, koska käsin ohjattavan tiivistyslevyn kuljettaminen luiskassa ei ole mahdollista. Mikäli täytön tiivistys tehdään kaivinkoneen puomiin kiinnitettävällä tärylevyllä ja käytössä on vain yksi kaivinkone, kauha on vaihdettava tärylevyyn täytön aikana noin viisi kertaa. Tämä hidastaa täyttötyötä ja houkuttelee nopeuttamaan työtä tiivistettävää kerrosta paksuntamalla. Käsin ohjattavalla tärylevyllä voidaan tiivistystä ja täyttöä tehdä yhtäaikaaisesti. Tällöin myös kaivinkone on käytössä keskeytyksittä koko täyttötöiden ajan. Valmiin täytön tiivistäminen luiskan puolelta ei penkereen tiiviiden tai perustuksen toiminnan kannalta ole välttämätöntä, mikäli perustamistason ala- ja yläpuolinen täyttö on rakennettu kerroksittain tiivistäen.

Kuvassa 10.5 on esitetty esimerkki kauhaan kiinnitettävän 200 kg tärylevyn tiivistysvaikutuksesta. Testitulokset on saatu 20–40 sekunnin tiivistysjaksoista, hiekkapitoisessa sorassa, jonka maksimiraekoko on 50 mm. Tärylevyn merkki on Kenguru TL30. Mikäli tiivistettävä alue sijaitsee lähempänä kuin 3 m etäisyydellä radan Kv:sta, keskimääräisen tiiviysasteen pitäisi RMYTL:n mukaan olla yli 93 %. Täten Kenguru TL30 tärylevyn tiivistysvaikutuksen voidaan todeta olevan noin 0,5 m. Suuremmilla tärylevyillä saavutetaan tietyssä syvyydessä hieman suurempi tiiviysaste ja pienemmillä vastaavasti pienempi.



Kuva 10.5 Kaivinkoneen puomiin kiinnitettävän tärylevyn tiivistysvaikutus.

RMYTL:n mukaan 200–500 kg:n tärylevyllä sopiva kerrospaksuus on 200–300 mm ja sopiva jyräskertojen määrä on 3–6. RMYTL:n mukaan tärylevy soveltuu karkearakeisten maalajien tiivistämiseen erikoisrakenteissa. Tiivistys voidaan tehdä yhtä hyvin käsin ohjattavalla tärylevyllä kuin kaivinkoneen puomiin kiinnitettävällä tärylevyllä. Haluttu tiiveys voidaan saavuttaa kaiken tyyppisillä tärylevyillä, mikäli käyttäjä noudattaa valmistajan antamia ohjeita ja suosituksia. Tärylevyjen tiivistysvaikutus vaihtelee tärylevyn painon ja tyypin mukaan. Täten tiivistysajalle tai tiivistyskertojen määrälle on vaikea antaa mitään yksiselitteisiä ohjeita. Perustamistason ala- ja yläpuolisen täytön laadunvarmistus voidaan tehdä työmenetelmätarkkailuna. Työmenetel-



millä saavutettava tiiviysaste voidaan tarkistaa volymetrikokeen tai levykuormituskokeen avulla.

#### 10.2.4 Tiiviyyden valvonta

SSR:n mukaiset pohjarakennusohjeet on tarkoitettu alunperin Oy VR-Rata Ab:n sisäiseen käyttöön. Ohjeissa on esitetty suositeltavat rakennusmenetelmät. Niissä ei ole esitetty lopputulokselta vaadittavia yksiselitteisiä raja-arvoja. Perustuksen ympäristäytön tiiviyyden valvonta voidaan esitettyjen ohjeiden perusteella tehdä lähinnä työtapa-tarkkailuna. Riittävän tiiviyyden varmistaminen nykyisten ohjeiden mukaan vaatii valvojan seuraamaan perustusten ympäristäytön rakentamista ja tiivistämistä. Valvojan aktiivinen osallistuminen rakennustyöhön puolestaan lisää oleellisesti rakennuskustannuksia.

### 10.3 Pohjarakennus RMYTL:n osan 9 mukaan

#### 10.3.1 Yleistä

Tässä kappaleessa on esitetty kaivu- ja täyttötöiden tekeminen sekä niihin liittyvät laatuvaatimukset tutkimuksen yhteydessä tehdyn RMYTL:n osan 9 Pylväasperustukset mukaan. RMYTL:ään on pyritty sisällyttämään kaikki aiemmissa ohjeissa sekä tutkimuksen yhteydessä esille tulleet työohjeet ja laatuvaatimukset.

#### 10.3.2 Kaivutyöt

Perustuksia varten tehtävän kaivannon reunat tehdään yleensä mahdollisimman jyrkiksi kaivutöiden minimoimiseksi. Luiskakaltevuudet voidaan valita ohjeellisten kaltevuuksien mukaan (kuva 10.2).

Muilla kuin karkearakeisilla maalajeilla turvallinen luiskakaltevuus on määritettävä erikseen. Mikäli kaivannon syvyys on suurempi kuin 2 m, vaadittava luiskakaltevuus on arvioitava paikallisten olosuhteiden perusteella. Kaivannossa havaittavan vedenpinnan vaikutus luiskakaltevuuteen on arvioitava erikseen. Yli 3 m syvien kaivantojen vakavuus on tarkastettava laskelmin.

Ajojohdinpylvään perustus sijaitsee rataa nähden siten, että kaivannon radan puoleisen luiskan on oltava lähes pystysuora (kuva 10.1). Kun kaivannon viereinen raide on kaivutyön ajan liikennöimätön ja muuten tärinästä vapaa, kaivannon radan puoleinen luiska voidaan tehdä tilapäisesti tukemattomana pystysuoraksi enintään syvyyteen Kv-2,5 m asti. Kaivannossa ei saa työskennellä alueella, johon kaivannon seinän sortuminen voi aiheuttaa maan vyörymistä. Luiskan voidaan olettaa sortuvan siten, että sortumattoman osan kaltevuudeksi jää noin 60°. Sortunut maa-aines voi kuitenkin vyöryä kaltevuuteen 30°.

#### Tuenta

Mikäli kaivannon luiskat on tuettava, tuennasta on tehtävä tuentasuunnitelma, joka on hyväksyttävä rakennuttajalla ennen rakennustöiden aloittamista. Tuentaan voidaan käyttää tukiseinäelementtejä tai teräsponttiseiniä. Tukiseinäelementit ovat yleensä

terästä ja koostuvat seinälevystä sekä säädettävistä tukitasoista. Ennen tukiseinäelementtien asennusta kaivanto kaivetaan haluttuun syvyyteen. Asennuksen jälkeen tukiseinäelementit tuetaan paikoilleen säädettävillä tukitasoilla. Teräsponttiprofiilit täytetään tai lyödään maahan ennen kaivutyön aloittamista. Tuenta rakennetaan kaivutyön yhteydessä.

## Kaivu

Kaivutyö tehdään kaivinkoneella, jossa on tasapäinen kauha. Pohjan lopullinen taseus tehdään kaivinkoneella ja tarvittaessa lapiolla. Kaivu pyritään tekemään siten, että perustus voidaan asentaa suoraan perusmaan varaan. Ylisyvää kaivua on vältettävä. Perustussyvyyden sallittu poikkeama määräytyy perustusten ja haruspalkkielementtien sallittujen sijaintipoikkeamien perusteella (kpl 2.5). Kaivannosta poistettavaa tukikerrosmateriaalia ei saa käyttää tukikerrosmateriaalina uudelleen.

Perustustason yläpuolelle kohoavat kivet, lohkareet ja kallio on poistettava vähintään 100 mm perustustason alapuolelle asti. Pohja tasataan kaivumailla tai paikalle tuodulla soralla. Tasauserroksen maksimiraekoko on 63 mm. Tasauserros tiivistetään kaivinkoneen kauhalla tai tärylevyllä siten, että haluttu tiiviys saavutetaan.

## Kuivatus

Peruskuopan kuivanapito tehdään avokaivannosta pumppaamalla tai pohjavedenpintaa alentamalla. Kuivanapito on suunniteltava ja hyväksytettävä rakennuttajalla ennen toimenpiteen aloittamista. Kaivannon pohja ei saa löyhtyä kuivatuksen aikana.

### 10.3.3 Perustusten sallitut sijaintipoikkeamat

Rautateiden pylväasperustukset, haruspalkit ja paalut on rakennettava siten, että niiden lopullinen sijainti ei poikkea suunnitteluarvoista taulukoissa 10.2–10.4 esitettyjä sallittuja sijaintipoikkeamia enempää.

*Taulukko 10.2 Perustusten sallitut sijaintipoikkeamat.*

Mitattava suure	Sallittu poikkeama
Jänteen pituus SR70 ja SR65 ratajohdoilla	± 1 m
Jänteen pituus SR71 ratajohdolla	± 0,5 m
Paikallavaletun perustuksen yläpinnan korkeus	± 50 mm
Elementtiperustuksen yläpinnan korkeus	+100...-50 mm
Portaalin eri perustusten yläpinnan korkeuspoikkeamien erotus	± 50 mm
Perustuksen etäisyys radan keskilinjasta	+100...-30 mm
Portaalin perustusten välimatka	± 30 mm
Jäykkänurkkaisen portaalin perustusten välimatka	± 10 mm
Portaalin perustusten kiertymä eri perustuksia yhdistävältä suoralta	± 0,5 °



Taulukko 10.3 Haruspalkkien sallitut sijaintipoikkeamat.

Mitattava suure	Sallittu poikkeama
Haruspalkin kaltevuus	$\pm 10^\circ$
Kaksoissilmukan kaltevuus	$\pm 4^\circ$
Haruksen etäisyys pylväästä	+5 m...-0,5 m
Haruksen etäisyys radan keskilinjasta	+1,5 m...-0,0 m
Kaksoissilmukan etäisyys radan keskilinjasta verrattuna pylvään perustuksen keskiviivan etäisyyteen radan keskilinjasta	+3 m...-0,0 m

Taulukko 10.4 Paalujen sallitut sijaintipoikkeamat.

Mitattava suure	Sallittu poikkeama
Kohtisuoraan rataa vastaan	$\pm 50$ mm
Radan suunnassa toistensa suhteen	$\pm 50$ mm
Kaltevuuspoikkeama	40 mm/m
Paalujen keskinäinen poikkeama suoralta linjalta	$\pm 100$ mm

### 10.3.4 Täyttötyöt

#### Routaeristeen asentaminen

Routaeriste asennetaan vaakasuoraan tasatun hiekka- tai sorakerroksen (maksimirakoko on 63 mm) päälle. Eristeenä saa käyttää ainoastaan RHK:n hyväksymiä routaeristelevyjä. Perustus asennetaan suoraan eristelevyjen päälle. Eristelevyjen ala- ja yläpuolelle tulevien kerrosten paksuudet on esitetty suunnitelmissa. Reuna-alueilla eristelevyn päälle tulevan sorakerroksen paksuus on vähintään 300 mm levyjen paljastumisen estämiseksi.

#### Täyttö

Maanvaraisia pylväasperustuksia varten tehdään perustuskaivanto, jonka syvyys määräytyy yleensä routasyvyyden perusteella. Perustuskaivanto sijaitsee pääasiassa radan eristyskerroksen kohdalla (kuva 2.2). Perustuksen alle mahdollisesti tehtävä massanvaihto ulottuu yleensä penkereeseen tai pengerpohjaan.

Uusilla radoilla täyttö on tehtävä yhtäaikaaisesti radan rakennekerrosten rakentamisen kanssa. Kaivannon täyttö tehdään materiaalilla, joka täyttää RMYTL:n osassa 5 Maaleikkaus- ja pengerrytyöt, kohdassa 5.3.2.2 eristyskerrokselle asetetut vaatimukset. Kaivannon täyttö ratapenkereen eristyskerroksen alapuolisilta osin voidaan tehdä materiaalilla, joka täyttää RMYTL:n osassa 5 Maaleikkaus- ja pengerrytyöt, kohdassa 5.2.3 maapenkereelle asetetut vaatimukset. Täytössä käytettävän materiaalin maksimirakoko ei saa olla enempää kuin puolet kerralla tiivistettävän kerroksen paksuudesta.



Täytössä käytettävän materiaalin maksimi raekoko on 63 mm. Täyttötyöt on tehtävä siten, että perustukset pysyvät paikoillaan.

Vanhoilla radoilla kaivanto voidaan täyttää kaivumailla, mikäli kaivumaat ovat routimatonta materiaalia ja valmiin täytön kantokyky vastaa olemassa olevan penkereen kantokykyä. Urakoitsijan on osoitettava pohjatutkimusten kaivumaiden soveltuvuus täyttömateriaaliksi ennen täyttöä.

Täytteeksi käytettävästä materiaalista määritetään *silmämääräisesti* maalaji ja vesipitoisuus. Määritys tehdään ennen materiaalin käyttöönottoa sekä työn kestäessä kutakin alkavaa 200 m<sup>3</sup>itd kohti.

### 10.3.5 Tiiviyn valvonta

Riittävä tiiviys saavutetaan tiivistettävän maa-aineksen kosteuden ollessa lähellä optimivesipitoisuutta. Tarvittaessa tiivistettävän kerroksen koko alueelle on lisättävä vettä sopivan kosteuden saavuttamiseksi. Vesipitoisuus voidaan likimääräisesti mitata työkohteessa säteilymittarilla. Uusilla radoilla tiivistystarkkailu tehdään yhdessä rakennekerrosten rakentamisen yhteydessä tehtävän tiivistystarkkailun kanssa.

Täytön tiiviyttä tarkkaillaan työkohteisessa työselityksessä esitettyjen ohjeiden mukaisesti. Ellei työkohteisessa työselityksessä ole muuta esitetty, penkereiden tiiviyttä tarkkaillaan sekä työmenetelmätarkkailuna että kokeellisena tarkkailuna seuraavassa esitetyn mukaisesti.

#### Työmenetelmätarkkailu

Kukin kerros tiivistetään koko leveydeltään vuorotellen eri puolelta perustusta. Tiivistys tehdään 200 kg tiivistyslevyllä 0,3 m kerroksina viidellä yliajokerralla. Perustuksen pilariosan ja radanpuoleisen luiskan väli tiivistetään kaivinkoneen kauhalla juntaamalla. Yhden kerroksen tiivistystyö tehdään siten, että täyttö on yhtä tiivistä eri puolilla perustusta. Tiivistystyössä on noudatettava erityistä varovaisuutta radanpuoleisen luiskan läheisyydessä, mikäli se on tehty suosituksista poiketen pystysuoraksi. Tiivistyslevyä käyttävä henkilö ei saa työskennellä alueella, johon kaivannon seinän sortuminen voi aiheuttaa maan vyörymisen.

#### Kokeellinen tarkkailu

Valmiiden täyttöjen tiivistystarkkailu tehdään painokairauksen avulla. Painokairaus tehdään joka viidennen perustuksen kohdalta, korkeintaan 1,5 m etäisyydeltä perustuksen pilariosasta. Painokairaus ulotetaan vähintään 1,0 m perustustason alapuolelle. Vaadittu kairausvastus maalajin ja tiiviyn mukaan on esitetty taulukossa 10.5. Yleisenä vaatimuksena on pylväsperustuksen ympärystäytön tiivistäminen keskitiiviiksi.

**Taulukko 10.5** Karkean siltin, hiekan, soran ja moreenin lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien arviointi puristin-, paino- ja heijarikairausvastusten perusteella (Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa, TIEL 2172068).

Maalaji		Kitkakulman huippuarvo (°)	Kairausvastus		
			Puristin- kairaus $q_c$ (MPa)	Painokai- raus Pk/0,2 m	Heijari- kairaus L/0,2 m
Karkea siltti	Löyhä	28	< 10	20 ... 50	< 10
	Keski- tiivis	30	10 ... 20	50 ... 100	10...25
	Tiivis	32	> 20	> 100	> 25
Hieno hiekka $d_{10}<0,06$	Löyhä	30	< 10	20 ... 50	5...15
	Keski- tiivis	33	10 ... 20	50 ... 100	15...30
	Tiivis	36	> 20	> 100	> 30
Hiekka $d_{10}>0,06$	Löyhä	32	< 6	10 ... 30	5 ... 12
	Keski- tiivis	35	6 ... 14	30 ... 60	12...25
	Tiivis	38	> 14	> 60	> 25
Sora	Löyhä	34	< 5,5	10 ... 25	5...10
	Keski- tiivis	37	5,5 ... 12	25 ... 50	10...20
	Tiivis	40	> 12	> 50	> 20
Moreeni	Hyvin löyhä	... 34	< 10	< 40	< 20
	Löyhä	... 36	> 10	40 ... 100	20...60
	Keski- tiivis	... 38	-	> 100	60...140
	Tiivis	... 40	-	Lyömällä	> 140

## 11 PERUSTUKSEN JA PYLVÄÄN VÄLINEN LIITOS

### 11.1 Yleistä

Ratajohtopylväät voidaan kiinnittää perustukseen säädettävällä tai kiinteällä kiinnityksellä. Suomessa käytetään yleensä kiinteää kiinnitystä. Säädettävää kiinnitystä on käytetty vain yksittäisissä pylväissä. Säädettävän liitoksen on todettu tämän tutkimuksen yhteydessä olevan käyttökelpoinen liitosvaihtoehto kiinteälle liitokselle. Kyseisen liitostyyppin yleistymisen esteenä on ollut käyttökelpoisten mitoitus- ja suunnitteluohjeiden puute.

Kiinteät ja säädettävät liitokset mitoitetaan teräs- ja betonirakenteiden suunnitteluohjeiden mukaan. Mitoitusohjeissa ei kuitenkaan ole määritelty yksiselitteisesti kaikkia säädettävän liitoksen mitoituksessa huomioon otettavia yksityiskohtia. Seuraavissa kappaleissa on esitetty kiinteän ja säädettävän liitoksen toimintaperiaatteet sekä säädettävän liitoksen mitoitusperiaatteet.

### 11.2 Kiinteä kiinnitys

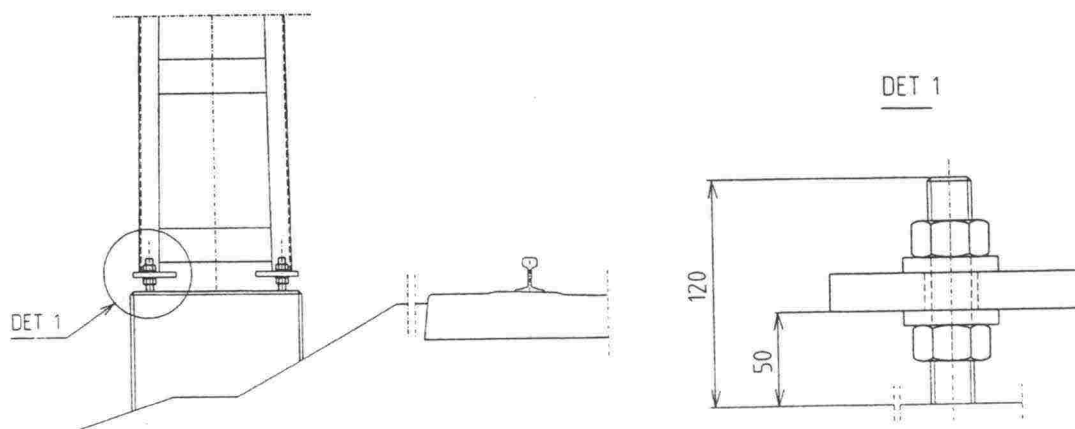
Kiinteässä kiinnityksessä pultit asennetaan paikoilleen perustuksen valun yhteydessä. Pulttien määrä kuormituksen mukaan on 4, 8 tai 12 kpl. Pylväs nostetaan paikoilleen valmiin perustuksen päälle, jolloin pylvään alareunaan kiinnitetty pohjalevy tukeutuu suoraan perustuksen yläpintaan. Mahdolliset epätasaisuudet tai perustuksen ja pylvään suuntaoikeamat korjataan eripaksuisten taseuslevyjen avulla, jotka asennetaan pohjalevyn ja perustuksen väliin. Taseuslevyjen asennuksen jälkeen pultit kiristetään tiettyyn momenttiin.

Pylvään pohjalevy on yleensä erisuuntainen kuin perustuksen yläpinta. Taseuslevyt ovat kuitenkin tasapaksuja, joten pohjalevy tukeutuu taseuslevyyn vain joltain reunalta. Tämä voi aiheuttaa perustuksen pilariosan kuormitetun reunan lohkeamisen, koska pystykuorma kohdistuu paikallisesti pilariosan reunaan. Vastaava vaikutus voi olla myös perustuksen pilariosan yläpinnan epätasaisuudella. Taseuslevyjen paksuuseroista, kuperuudesta ja betonipinnan epätasaisuudesta johtuen pohjalevyn ja perustuksen väliin jää helposti rakoja. Pylvästä kuormitettaessa taseuslevyt asettuvat tiiviisti toisiaan vasten, mikä voi löystyttää pultin esikiristysten.

### 11.3 Säädettävä kiinnitys

Säädettävässä kiinnityksessä (kuva 11.1) pultit asennetaan paikoilleen perustuksen valun yhteydessä. Elementtiperustus nostetaan paikoilleen ja alempi mutteri kierretään oikeaan korkeuteen. Tämän jälkeen pohjalevyllinen pilari asennetaan alempien mutterien päälle. Päällimmäiset mutterit kierretään paikoilleen ja kiristetään tiettyyn momenttiin. Pylvään kuormat siirtyvät perustuksille pulttien välityksellä. Erillisiä taseuslevyjä ei tarvita. Pylvään pohjalevy ei tukeudu perustuksen pilariosan pintaan, joten se ei myöskään voi vaurioittaa perustusta. Pylvään pystysijaintia tai kallistusta on mahdollista muuttaa jälkikäteen muttereita säätämällä.





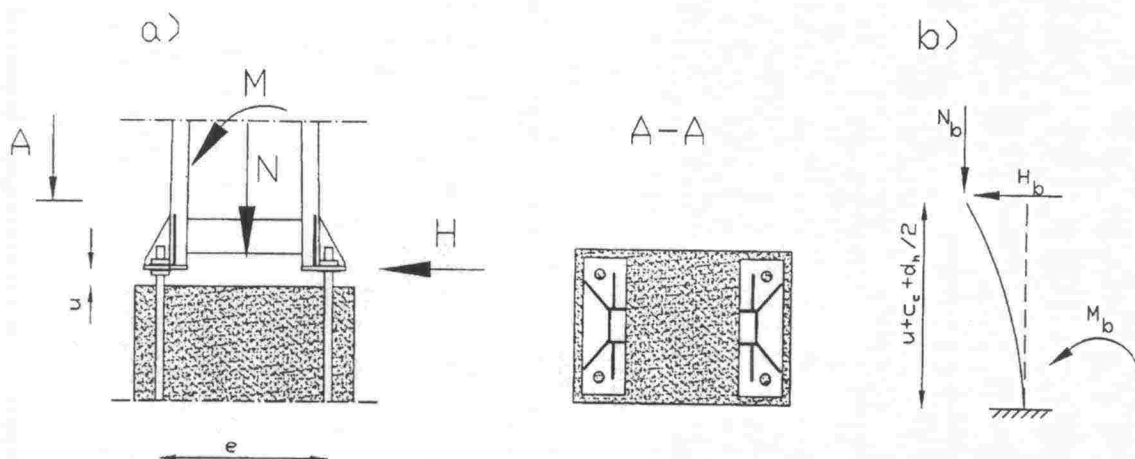
Kuva 11.1 Ratajohtopylvään säädettävä kiinnitys /SR-F-558 M0,  
Sähköradat Oy/.

### 11.3.1 Mitoitus

Säädettävän kiinnityksen mitoittamiseen ei ole olemassa yksiselitteisiä ja toimivia mitoitusohjeita. Betonirakenteen ja ankkuripultin mitoitus voidaan tehdä soveltuvien osien voimassa olevien betoni- ja teräsrakenteiden suunnitteluohjeiden mukaan. Ohjeissa ei kuitenkaan ole käsitelty esimerkiksi säädettävässä liitoksessa olevien teräsosien ja betonirakenteen yhteistoimintaa tai pulttiliitoksen mutterien vaikutusta pulttien toimintaan. Tässä kappaleessa on esitetty säädettävän kiinnityksen mitoitus ja siihen vaikuttavat yksityiskohdat. Mitoitussuositukset noudattelevat soveltuvien osien voimassa olevia yleisiä ohjeita ja suosituksia.

## Mittasuureet (kuva 11.2)

$A_{sb}$	mitoitettavan pultin tehokas poikkileikkaus
$A_{sh}$	pilarin yläpään halkeiluraudoituksen pinta-ala
$H$	pilarin alapäässä vaikuttava leikkausvoima
$H_b$	mitoitettavan pultin leikkausvoima
$H_{cu}$	pulttiliitoksen leikkauskapasiteetti betonirakenteen mukaan
$L$	pultin vapaa pituus
$L_c$	nurjahduspituus
$M$	pilarin alapäässä vaikuttava momementti
$M_b$	mitoitettavan pultin taivutusmomentti
$M_{bu}$	mitoitettavan pultin laskentamomentti
$N$	pilarin alapäässä vaikuttava normaalivoima
$N_b$	mitoitettavan pultin puristusvoima
$N_{hH}$	leikkausvoimasta hakaan aiheutuva vetovoima
$N_{hM}$	momentista hakaan aiheutuva vetovoima
$\Sigma N_h$	momentista ja leikkausvoimasta hakaan aiheutuva vetovoima
$W_x$	taivutusvastus
$c_c$	pulttia sitovan haan suojaavan betonipeitteen paksuus
$d_b$	pultin halkaisija
$d_h$	pulttia sitovan haan halkaisija
$e_b$	puristettujen ja vedettyjen pulttien välimatka
$f_{cd}$	betonin laskentapuristuslujuus
$f_{ctd}$	betonin laskentavetolujuus
$f_{yd}$	teräksen laskentavetolujuus
$n_b$	puristettujen pulttien lukumäärä
$u$	pohjalevyn ja perustuksen välinen etäisyys
$\gamma$	osavarmuusluku



Kuva 11.2.

Ratajohtopylvään kiinnitys säädettävällä kiinnityksellä:

a) pylväältä tulevat kuormat

b) yksittäisen pultin voimasuureet ja pituus

## Nurjahduspituus

Nurjahduspituutta laskettaessa oletetaan, että pultti kiinnittyy pylvään pohjalevyyn nivelellisesti ja perustukseen jäykästi. Pultin ja pohjalevyn liitoksen voidaan olettaa olevan jäykkä, mikäli ylä- ja alapuolinen mutteri on kiristetty ja pultit tukeutuvat pohjalevyyn koko alaltaan. Tämä on kuitenkin mahdollista vain, jos mutteri ja pohjalevy ovat yhdensuuntaisia. Käytännössä mutterin voidaan olettaa olevan erisuuntainen kuin pohjalevy. Mutteri tukeutuu pohjalevyyn epäkeskeisesti, jolloin mutterin kiristys aiheuttaa pultin yläpään momentin. Mikäli oletetaan, että nurjahdus tapahtuu momentin suuntaan, momentti edesauttaa nurjahdusta. Täten liitoksen staattinen malli on niveellinen. Lisäksi pultin yläpäästä rasittaa lisämomentti, joka aiheutuu epäkeskeisesti pohjalevyyn tukeutuvasta mutterista. Momentin olemassaolo on lähinnä teoreettinen, joten sitä ei tässä yhteydessä oteta huomioon.

Pultin ja perustuksen liitoksen oletetaan olevan jäykkä. Ajojohdinpylväiden perustusten ankkurointipultit on kiinnitetty perustuksen pilariosan nurkkiin. Ankkurointipulttien kuorman ollessa perustuksen reunaan päin momentista aiheutuva lisävoima ja leikkausvoima vastaanotetaan erillisellä haalla, joka kiinnittää pultit betonirakenteeseen. Ankkurointipulttien voidaan olettaa kiinnittyvän jäykästi betonirakenteeseen haan keskikohdasta alaspäin.

Nurjahduspituutta laskettaessa pultin vapaan osan pituuteen on laskettu pylvään alalaipan ja perustuksen välin lisäksi suojaavan betonipeitteen paksuus ja puolet pulttia sitovan poikkihaan paksuudesta. Pultin yläpää oletetaan sivusiirtyväksi ja nivelellisesti tuetuksi. Pultin alapää oletetaan siirtymättömäksi ja jäykästi tuetuksi. Esitetyn rakenteen nurjahduspituus on Teräsrakenteiden rajatilamitoitusohjeiden /45/ mukaan  $L_c = 2,1 L$  (taulukko 11.1). Eli tarkasteltavassa tilanteessa  $L_c$  (kuva 11.2) voidaan määrittää kaavalla:

$$L_c = 2,1 (u + c_c + d_h / 2) \quad (11.1)$$

## Voimasuureet

Yksittäisen pultin rasitukset voidaan laskea kuvan 11.2 merkintöjä käyttäen seuraavasti:






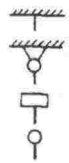
$$N_b = \frac{N}{2 \cdot n_b} + \frac{M}{n_b \cdot e_b} \quad (11.2)$$

$$H_b = \frac{H}{2 \cdot n_b} \quad (11.3)$$

$$M_b = \frac{H}{2 \cdot n_b} (u + c_c + d_h / 2) \quad (11.4)$$



Taulukko 11.1 Nurjahduspituudet  $L_c = \gamma \cdot L / 45/$ .

Molemmista päistä nivelöity sauva	Toisesta päästä jäykästi kiinnitetty sauva	Molemmista päistä jäykästi kiinnitetty sauva	Molemmista päistä jäykästi kiinnitetty sauva. Toinen kiinnityskohta sivusiirtävä	Toisesta päästä jäykästi ja toisesta päästä nivelöidysti kiinnitetty sauva
				
$\gamma = 1,0$	$\gamma = 2,1$	$\gamma = 0,6$	$\gamma = 1,2$	$\gamma = 0,8$
Sauvan pään reunaehdot		Kiertymä estetty Kiertymä vapaa Kiertymä estetty Kiertymä vapaa		Siirtymä estetty Siirtymä estetty Siirtymä vapaa Siirtymä vapaa

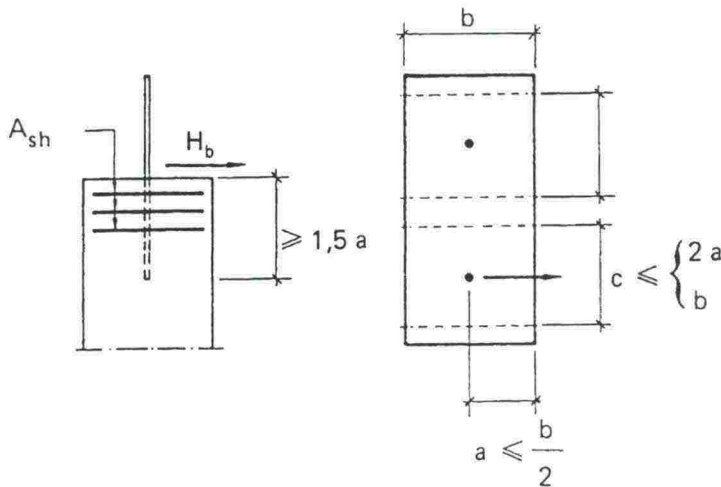
## Leikkauskapasiteetti

Perustuksen ja pulttien välinen liitos siirtää leikkausvoimia pulttiliitoksen leikkauskapasiteetin avulla. Pylväältä tulevan leikkausvoiman oletetaan jakautuvan tasan perustuksen kaikille pulteille. Mikäli eri pulttien vapaa pituus poikkeaa oleellisesti toisistaan, vaakakuormat jakautuvat epätasaisesti, jolloin voimasuureiden jakautuminen pitää tarkistaa erikseen.

Teräsrakenteiden suunnitteluohjeen /54/ mukaan määräävä leikkauspinta pultissa on pinta-ala, joka saadaan käyttämällä kierteen pohjalta laskettua poikkileikkausta. Kierteen tai kierteen päätteen ollessa leikkaustasossa käytetään jännityspoikkipinta-alaa, jolle käytännön tarpeita varten riittävän tarkka arvo ISO-vakiokierteisille ruuveille on  $0,78 \cdot A$ .

Betonirakenteiden yksityiskohtien ja raudoituksen suunnitteluohjeen 1989 /37/ mukaan pulttiliitoksen leikkauskapasiteetti voidaan laskea seuraavasti:

$$H_{cu} = 1,2 \cdot d_b^2 \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \leq \begin{cases} 0,25 \cdot a \cdot c \cdot f_{ctd} \\ f_{yd} \cdot A_{sh} \end{cases} \quad \text{tai} \quad (11.5)$$



Kuva 11.3 Pultriliitoksen leikkauskapasiteetin mitoitusuureet /37/.

Pultin sijaitessa reunan läheisyydessä on halkeiluraudoitusta suunniteltaessa otettava huomioon sen toiminta kuten mahdollinen välihakojen tarve.

Pultin halkaisijalle ja teräksen lujuudelle asetetaan kaavaa käytettäessä seuraavat rajoitukset:

- 1) Pultin halkaisija  $\phi \leq 27$  mm, jos teräksen ominaislujuus on suurempi kuin  $500 \text{ MN/m}^2$  ja
- 2) teräksen laskentalujuus  $f_{yd} \leq 990 \text{ MN/m}^2$ .

Lisäksi pilarin ja palkin välisen tasauslevyn paksuus saa kaavaa (11.5) käytettäessä olla enintään 8 mm.

Pylväsperustuksissa käytettävän pultin halkaisija voi olla  $d_b \geq 27$  mm, mutta pultin lujuus  $\leq 500 \text{ MN/m}^2$ , joten ehdot 1) ja 2) toteutuvat.

Kapasiteetin laskennassa on oletettu, että betonirakenteen ja siihen kiinnittyvän rakenteen välissä saa olla enintään 8 mm paksuinen tasauslevy. Rautateiden sähköistys-pylväiden pohjalevyn ja perustuksen väliin on suunniteltu jääväksi noin 50 mm väli, joten esitetty ehto ei tältä osin toteudu. Laskentakaavaa voidaan kuitenkin käyttää vain leikkausvoimakkestävyyden arviointiin. Tällöin voimasuureet on redusoitava ehdon edellyttämään kohtaan eli 8 mm betonin pinnasta. Momentin vaikutus on otettava huomioon erikseen.

### Momentin vaikutus

Pultti aiheuttaa ylimpään hakaan vaakavoiman  $N_{hH}$  sekä momentista aiheutuvan voiman  $N_{hM}$ . Momentin voidaan olettaa aiheuttavan betonirakenteeseen jännitysjakauman, jonka muoto määräytyy momentin ja betonin kimmomoduulin perusteella.

d:n suuruutta voidaan arvioida pultin momenttikapasiteetin perusteella. Kuvassa 11.4 on esitetty poikkihaan mitoituksen kannalta mahdollisimman epäedullinen jännitysjakauma. Lasketaan maksimipituus, jonka pultti voi kestää vapaasti tuettuna. d saadaan vähentämällä saadusta pituudesta haan yläpuolinen osuus.

Pultin myötömomentti saadaan taivutusvastuksen perusteella

$$M_{bu} = f_{yd} W_x \quad (11.6)$$

Tasapainoehdon perusteella saadaan laskettua  $d$  ja  $N_{hM}$ .

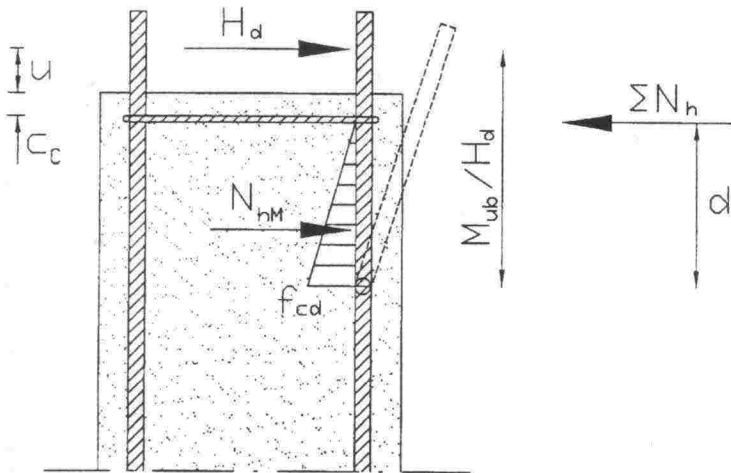
$$d = \frac{M_{bu}}{N_{hH}} - (u + c_c + d_h / 2) \quad (11.7)$$

$$N_{hM} = N_{hH} \cdot \frac{(u + c_c + d_h / 2)}{\frac{2}{3} \cdot d} \quad (11.8)$$

$$\Sigma N_h = N_{hH} + N_{hM} \quad (11.9)$$

$$\Sigma N = N_{hH} \cdot \left( 1 + \frac{(u + c_c + d_h / 2)}{\frac{2}{3} \cdot d} \right) \quad (11.10)$$

Tuloksena saadaan  $\Sigma N_h$ , joka on leikkausvoimasta ja momentista hakaan aiheutuva vetovoima. Todellisuudessa jäykkä pultti jatkuu esitetyn jännitys jakauman ulkopuolelle, joten laskenta on varmalla puolella. Momentista aiheutuvat lisärasitukset on mahdollista laskea myös tarkemmilla menetelmillä. Momentin aiheuttaman lisärasituksen vaikutuksen voidaan kuitenkin olettaa olevan tässä yhteydessä melko pieni, joten esitetyn laskentamenetelmän voidaan olettaa antavan mitoituksen kannalta riittävän tarkkoja tuloksia.



Kuva 11.4 Voiman  $H_d$  aiheuttamasta momentista tuleva jännitys jakauma.

### Mutterin esikiristys

Säädettävän kiinnityksen mutterit esikiristetään haluttuun kireyteen kiertämällä ylin mutteri tiettyyn momenttiin. Ylimmän pultin esikiristys vähentää mutteri-mutteriliitoksen alimman mutterin vastaanottamaa kuormaa, koska pylvään pohjalevyltä tuleva



alaspäin suuntautuva voima lisää alimman pultin rasituksia. Pohjalevyn kokoonpuristuma vähentää pultin esikivistysvoimaa pultin poikkileikkauksen ja pohjalevyn puristetun osan suhteessa. Pultin poikkileikkaus on pohjalevyn puristukselle toimivaa poikkileikkausta pienempi. Pohjalevyn muodonmuutoksista aiheutuva esikivistysvoiman vähennys on vain osa alkuperäisestä esikivistysvoimasta, joten alinta mutteria rasittaa pylväältä tulevan osan lisäksi suurin osa esikivistysvoimasta. Alin mutteri on täten mitoitettava ulkoisen kuorman lisäksi esikivistysvoimalle.

### 11.3.2 Mitoitusesimerkki

Mitoitetaan kuvassa 11.2 esitetty säädettävä liitos ulkoisille kuormille. Kuormien osavarmuuskertoimeksi on valittu  $\gamma_i = 1,4$  ja materiaalin aineosavarmuusluvaksi  $\gamma_m = 1,0$ .

Ominaiskuormat:

M	82,0 kNm
Q	9,5 kN
N	10,0 kN

Laskentakuormat murtorajatilassa:

$M_d$	114,8 kNm
$Q_d$	13,3 kN
$N_d$	14 kN

Materiaalit:

Betoni:	K35-1
Teräs:	A 500 HW (lujitettu)
Rakenneteräs:	Fe 37 B

Laskentasuureet:

u	50 mm
$c_c$	35 mm
$e_p$	400 mm
$d_n$	10 mm
n	2 kpl
$d_p$	28,8 mm
$f_{cd}$	18,1 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	500 N/mm <sup>2</sup>
$f_{vd}$	300 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$	1,59 N/mm <sup>2</sup>
$A_{sh}$	157 mm <sup>2</sup>
a	61 mm
$A_{sb}$	651 mm <sup>2</sup>

Mitoitettava ankkuripultti on 32 mm harjatanko, jonka päässä on mankeloitu ISO-kierre. Rajamitat ennen sinkitystä on valittu toleranssiluokan g SFS4449 mukaan.

Nurjahduspituus lasketaan kaavan (11.1) mukaan:

$$L_c = 2,1 \cdot (50 + 35 + 10/2) \text{ mm} = 189 \text{ mm}$$

Rasitetuimmalle pultille tulevat murtorajatilan mukaiset laskentakuormat kaavojen 11.2–11.4 mukaan ovat seuraavat:

$$\begin{aligned} M_{bd} &= 0,261 \text{ kNm} \\ V_{bd} &= 2,375 \text{ kN} \\ N_{bd} &= 105 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sauvan kestävyys keskeiselle puristusvoimalle lasketaan julkaisun Teräsrakenteet /45/ mukaan seuraavasti.

$$N_{Rc} = f_{cd} A_{sb} = f_{ck} A_{sb} / \gamma_m = 291 \text{ kN}$$

, jossa

$$f_{ck} = (\beta - \sqrt{\beta^2 - 1/\bar{\lambda}_k^2}) f_y = 447 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = \frac{1 + \alpha(\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2}{2\bar{\lambda}_k^2} = 3,809$$

ja

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{N_R / N_{el}}$$

$$\bar{\lambda}_k = \frac{\lambda_k}{\pi} \sqrt{f_y / E} = \frac{L_c}{i \cdot \pi} \cdot \sqrt{f_y / E} = 0,408$$

$$N_R = f_d \cdot A = 326 \text{ kN}$$

$$N_{el} = \frac{\pi^2 E A_{sb}}{\gamma_m \cdot \lambda_k^2} = \frac{N_R}{\bar{\lambda}_k^2} = 1957 \text{ kN}$$

Nurjahdusluokka ja termi  $\alpha$  määritellään julkaisussa esitettyjen taulukoiden perusteella. Taulukoiden mukaan pultin nurjahdusluokka on C ja  $\alpha = 0,49$ .

Kaksoissymmetrisen puristetun ja taivutetun sauvan kestävyys puristavalle normaali-voimalle ja momentille tarkistetaan ehdosta:

$$\frac{N}{N_{Rcx}} + \frac{C \cdot M_x}{M_{Rx}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N \cdot N_{Nrcx}}{N_R \cdot N_{elx}}} = 0,779 \leq 1,0 \text{ OK !}$$

### Momentin vaikutus

Pulttia sitovalle haalle tuleva vetovoima  $\Sigma N$  on vaakavoiman  $N_H$  ja momentin aiheuttaman lisävaakavoiman  $N_M$  summa. Vetovoima saadaan laskettua kaavojen 11.6, 11.7 ja 11.10 mukaan seuraavasti:

$$M_{bu} = f_{yd} W_x = 1173 \text{ kNm}$$

$$d = \frac{M_{bu}}{N_H} - (u + c_c + d_h / 2) = 265 \text{ mm}$$

$$\Sigma N_h = N_{hH} \cdot \left( 1 + \frac{(u + c_c + d_h / 2)}{\frac{2}{3} \cdot d} \right) = 5,028 \text{ kN}$$

### Leikkauskapasiteetti

Lasketaan pulttiliitoksen leikkauskapasiteetti kaavan 11.5 mukaan.

$$H_{cu} = 1,2 d_p^2 \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \leq \begin{cases} 0,25 \cdot a \cdot c \cdot f_{ctd} \\ f_{yd} \cdot A_{sh} \end{cases} \quad \text{tai}$$

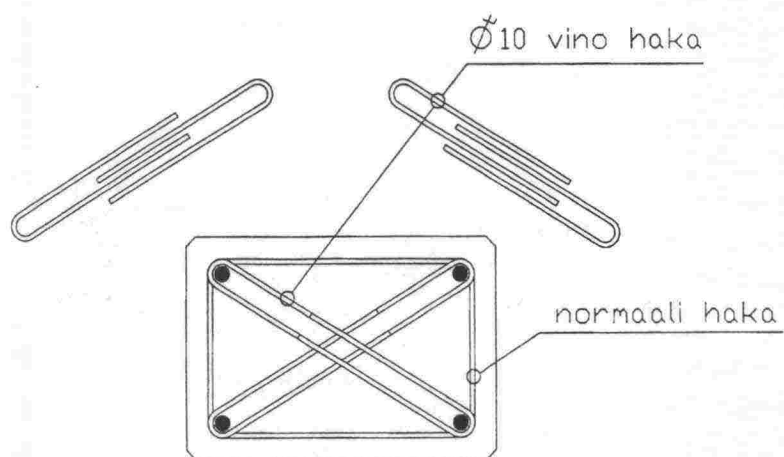
$$H_{cu} = 94,7 \text{ kN} \leq \begin{cases} 2,96 \text{ kN} \\ 47,1 \text{ kN} \end{cases} \geq \Sigma N_h \quad \text{OK!}$$

Esitettyjen laskelmien perusteella teräspylvään välinen säädettävä kiinnitys on mahdollinen. Pultti on laskelmien mukaan kiinnitettävä perustukseen kaksileikkeisellä haalla, jonka leikkeiden väli on enintään 122 mm.

### 11.4 Yhteenveto

Perustuksen yläosan kiertävä normaali haka ei sido pulttia kiinni perustukseen. Se ei toimi laskelmissa esitetyn haan tavoin, koska raudoituksen suunta ei ole voiman suuntainen ankkuroitavan pultin molemmin puolin. Säädettävän liitoksen pultti on ankkuroitava poikkisuunnassa betonirakenteeseen vähintään yhdellä kaksileikkeisellä, halkaisijaltaan 10 mm olevalla vinolla haalla (kuva 1.4). Hakojen mitoitus tehdään edellä esitettyjen periaatteiden mukaisesti. Lisäksi pilariosan yläosan normaalia haoitusta on suositeltavaa tihentää siten, että haan jako viimeisen 200 mm matkalla on enintään 50 mm.





Kuva 11.5

*Pultin ankkurointi kaksileikkeisellä haalla.*

## 12 YHTEENVETO

### Tausta

Nykyisin käytössä olevissa pylväasperustuksissa on havaittu siirtymiä ja kiertymiä sekä betonin rapautumista. Pylväasperustusten mitoituskäytäntö on hajanainen ja käytössä olevat mitoitusohjeet ovat osittain puutteelliset. Perustusten rakentamisesta tai maan kaivu- ja mitoitustöistä ei ole olemassa toimivia ohjeita tai työselityksiä. Vaihtoehtoisina perustustyyppinä on viime aikoina esitetty yhden ja kahden paalun porapaaluperustus. Vaihtoehtoisten perustusten vertaaminen perinteisiin perustuksiin ei ole mahdollista nykyisten laskentaohjeiden perusteella.

### Perustustyyppit

Rautateillä on useita pylvästyyppisiä, joiden käyttötarkoitukset poikkeavat toisistaan. Eri pylväisiin on lisäksi olemassa useita eri perustusvaihtoehtoja. Osa käytössä olevista suunnitelmista on vanhentuneita ja niiden käyttäminen uusien perustusten rakentamisessa ei ole suositeltavaa. Tässä tutkimuksessa selvitettiin kaikki Suomessa käytössä olevat perustustyyppit. Selvityksen pohjalta valittiin käyttökelpoiset ja käytöstä poistuvat perustustyyppit.

Tutkimuksessa on esitetty Suomessa käytössä oleville perustuksille vaihtoehtoisia perustustyyppisiä, joita ovat lyhyt yhden tai kahden porapaalun perustus, ruuvipaaluperustus sekä lyöntipaaluperustus. Vaihtoehtoisten perustusten käyttöönoton esteenä voi olla käyttökelpoisten suunnitteluohjeiden puute, kallis asennuskalusto tai ennakkotapauksista saadut huonot kokemukset. Porapaaluperustuksen käyttö on perusteltua, koska sen rakentaminen ei vaadi kaivu- tai täyttötöitä. Porapaalun asennuksesta aiheutuva ratapenkereen löyhtyminen on vähäisempää kuin nykyisillä kaivamalla asennettavilla perustuksilla. Lyötävien betonipaalujen korvaaminen teräspaaluilla on perusteltua, koska teräspaalujen poikkileikkausala ja paalujen syrjäyttämän maan määrä on oleellisesti pienempi kuin betonipaaluilla. Täten myös teräspaalujen vaikutus ratapenkereeseen on vähäisempää kuin betonipaalujen.

### Kuormat ja kuormitus

Perustuksen mitoittaa pohjarakennesuunnittelija. Perustuksille tulevat kuormat on esitetty Vahvavirtailmajohtomääräyksissä SSR:ssä (Sähköistyksen kiinteiden laitteiden suunnittelu ja rakentaminen) esitettyjä poikkeuksia lukuun ottamatta. Nykyisten pohjarakennusohjeiden mukaan perustukset mitoitetaan rajatilamenetelmällä, jossa erityyppiset kuormat kerrotaan erisuuruksilla osavarmuuskertoimilla. Mitoituksen kannalta on oleellista, että pohjarakennesuunnittelija tietää kaikki pylväasperustuksia rasittavat kuormat sekä kuormitusyhdistelyn pohjarakenteiden mitoitusta varten. Tässä tutkimuksessa on esitetty yksiselitteisesti kaikki perustuksille tulevat kuormat sekä niiden yhdistely perustuksen mitoitusta varten.

## Mitoitus

Perustuksen suunnittelu tehdään nykyään SSR-ohjeen mukaan. Ohjeessa on esitetty laskentamenetelmä, jolla voidaan määrittää anturallisen perustuksen sallittu kaatava momentti sallittujen jännitysten menetelmällä. Kyseinen menetelmä on epätarkka ja sen käyttö voi johtaa epäedullisiin ja epävarmoihin ratkaisuihin. Perustusten kiertymien tai siirtymien laskeminen tai lyhyiden yhden ja kahden porapaaluperustuksen mitoittaminen kyseisellä menetelmällä ei ole mahdollista. Tämä estää mm. erityyppisten perustusten vertaamisen keskenään.

Tässä tutkimuksessa on esitetty anturallisten ja anturattomien perustusten sekä yhden ja kahden paalun perustusten mitoittaminen nykyisten pohjarakennusohjeiden mukaan. Esitetyt mitoitusmenetelmät poikkeavat oleellisesti SSR:n mukaisesta mitoituskäytännöstä. Mitoitusmenetelmät sekä mitoituksessa käytettävät raja-arvot mahdollistavat erityyppisten perustusten keskinäisen vertailun. Tämä helpottaa uusien perustustyyppien käyttökelpoisuuden arviointia.

Pohjarakennusohjeiden mukaan perustukset mitoitetaan murto- ja käyttörajaatilassa. Murtorajatilamitoituksessa myötökuorman on oltava suurempi kuin laskentakuorma. Myötökuorman likiarvo saadaan käyttämällä laskennassa osavarmuuskertoimilla jaettuja maan lujuusarvoja. Laskentakuorma saadaan kertomalla ominaiskuormat osavarmuuskertoimilla. Käyttötilassa osoitetaan, että ominaiskuormien aiheuttamat kiertymät ja siirtymät eivät ylitä annettuja raja-arvoja. Anturallisten perustusten kiertymät normaaliolosuhteissa ovat yleensä vähäiset ja perustusten koko määräytyy murtorajatilamitoituksen perusteella. Anturattomien perustusten siirtymät ja kiertymät ovat yleensä merkittäviä, joten käyttötilan mukainen mitoitus on yleensä määräävä.

Pohjarakennusohjeiden mukaisten laskentamenetelmien antamien tulosten oikeellisuutta on tutkittu FE-mallien ja tutkimuksen yhteydessä tehtyjen täysmittakaavaisten koe-kuormitusten avulla. FE-menetelmällä on laskettu anturallisten ja anturattomien luiskassa ja tasamaalla olevien perustusten kiertymiä ja siirtymiä sekä tutkittu maassa tapahtuvia jännitysjakautumia. Koekuormitusten avulla on tutkittu perustusten käyttäytymistä todellisissa olosuhteissa.

## Pohjarakennus

Maanvaraisia perustuksia varten joudutaan yleensä tekemään kaivanto rakennettuun penkereeseen. Kaivannon radan puoleinen luiska joudutaan yleensä tekemään lähes pystysuoraksi. Usein radan alla oleva maa sortuu kaivantoon siten, että ennen lopullista täyttöä radan puoleinen luiska voi olla jopa kovera. Peruskaivanto täytetään kaivumailla tai paikalle tuodulla soralla. Täyttö tiivistetään yleensä aikataulusyistä johtuen puutteellisesti. Suunnittelemattomasti tehty kaivu- ja tiivistystyöt voivat muuttaa perustuksen toimintaa sekä aiheuttaa ratapenkereen löyhtymistä kaivantoon päin ja radan painumista junakuorman vaikutuksesta.

Perustuksen ympärystäytön tiiviiden vaikutus perustuksen käyttäytymiseen on todettu tehtyjen kokuormitusten perusteella. Ympärystäytön ollessa löyhä perustuksen siirtymät ja kiertymät tietyllä momentilla voivat olla moninkertaiset verrattuna perustukseen, jonka ympärystäyttö on tiivis. Toisaalta ympärystäytön ollessa tiivis perustuksen



myötömomentti voi olla moninkertainen verrattuna perustukseen, jonka ympärystäyttö on löyhää. Koekuormitusten perusteella on esitetty suositus, että perustuksen ympärystäyttö tiivistetään vähintään keskitiiviiksi. Perustusten rakentamisen vaikutus radan painumiin on todettu ratageometrinen mittausten avulla.

Tässä tutkimuksessa on esitetty peruskaivannon rakennusmenetelmät sekä rakentamisessa noudatettavat raja-arvot. Tutkimuksessa on myös esitetty kaivannon täytössä käytettävälle maa-ainekselle asetettavat laatuvaatimukset sekä täytön tiivistysmenetelmät. Tiiviiden varmistamiseksi on esitetty useita laadunvarmistusmenetelmiä. Radan alla olevan maan löyhtymisen ja radan painumien minimoimiseksi on suositeltavaa, että peruskaivanto, täyttö ja täytön tiivistäminen tehdään tutkimuksen tuloksena saatujen ohjeiden mukaan.

### **Perustuksen ja pylvään välinen liitos**

Ratajohtopylväät voidaan kiinnittää perustukseen säädettävällä tai kiinteällä kiinnityksellä. Suomessa käytetään yleensä kiinteää kiinnitystä. Säädettävää kiinnitystä on käytetty vain yksittäisissä pylväissä. Säädettävän liitoksen on todettu tämän tutkimuksen yhteydessä olevan käyttökelpoinen liitosvaihtoehto kiinteälle liitokselle. Kyseisen liitostyyppin yleistymisen esteenä on ollut käyttökelpoisten mitoitus- ja suunnitteluohjeiden puute. Tutkimuksessa on esitetty kiinteän ja säädettävän liitoksen toimintaperiaatteet sekä säädettävän liitoksen mitoitusperiaatteet. Yhtenäisten suunnitteluperusteiden olemassaolo mahdollistaa liitostyyppin yleistymisen ja varmistaa mitoitusmenetelmien yhdenmukaisuuden.

### **Suunnittelu- ja rakennusohjeet**

Tutkimustulosten perusteella on tehty Suunnitteluohje, Tekniset toimitusehdot sekä Rautatien maarakennustöiden yleinen työselitys ja laatuvaatimukset, osa 9 Pylväsperustukset. Suunnitteluohjeissa on esitetty geotekninen ja rakenteellinen mitoitus maanvaraisille ja lyhyen yhden paalun perustuksille. Teknisissä toimitusehdoissa on esitetty rakenteen mitoitus, materiaalia, valmistusta, laatua sekä perustuselementtien varastointia koskevat vaatimukset ja ohjeet. Yleisessä pohjarakennustyöselityksessä on esitetty maarakennustöihin liittyvät ohjeet ja määräykset.

Ohjeiden perusteella voidaan ohjata pylväsperustusten suunnittelua, valmistusta ja asennusta. Ohjeet julkaistaan erillisinä tämän tutkimuksen ulkopuolella. Tässä tutkimuksessa ei ole esitetty kaikkia ohjeisiin sisältyviä asioita. Ohjeet on kuitenkin kirjoitettu tämän tutkimuksen aikana, joten kaikki ohjeissa käsitellyt asiat ovat olleet tiedossa tätä tutkimusta tehtäessä.

## LÄHDELUETTELO

1. ABAQUS. User's Manual. Version 5.2. 1992. Hibbit, Karlsson & Sorensen Inc.
2. Aitomaa, K., Luoto, T., Marjamäki, M., Niskanen, T., Peltonen, R. Rakennustöiden turvallisuusmääräykset selityksineen. Helsinki 1994. Rakennusalan Kustantajat RAK.
3. Bowles, Joseph E. Foundation Analysis and Design. New York 1977. McGraw-Hill Book Company.
4. Brinch Hansen, J. A. Revised Extended Formula for Bearing Capacity, Bulletin No.28. Copenhagen 1970. The Danish Geotechnical Institute.
5. Britton and Gunn. Critical State Soil Mechanics Via Finite Elements. 1987. Ellis Horwood Limited.
6. Broms, B. Stability of flexible structures (piles and groups), Fifth European Conference On soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 239–269, 1972.
7. Broms, B. The lateral resistance of piles in cohesionless soils. May 1964. Journal of the Soil Mechanics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 90, No. SM3, , pp. 123-156.
8. Desai, Chandrakant S., John, F. Abel. Introduction to the Finite Element Method for Engineering Analysis. 1972. Litton Educational Publishing Inc.
9. DIN 4017 (Teil 1, Teil 2). Grundbruch-berechnungen 1979.
10. Eronen Sami. Drilled steel pipe piles in underpinning and bridge foundations. Licensiaatintyö. Tampere 2001. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Pohja- ja maarakenteiden laboratorio.
11. Flucker, R.L. and Teng, W.C. A Study of Transmission Tower Foundations. 1965. IEEE Summer Power Meeting, Detroit, MI, June 22–July 2.
12. Fröhlich, H. Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten. Berliini 1936. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
13. Hansen, J. Brinch. The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces, bull. no. 12. 1961. Geoteknisk Institute.
14. Heikkilä, J. Putkipaalumerkkien mitoitus. Diplomityö. Tampere 1988. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, Geotekniikan laboratorio.
15. Ilmatieteen laitos. Tuulen vaikutus liikkuvaan kalustoon (luottamuksellinen). Helsinki 1998.



16. Insinöörijärjestöjen koulutuskeskus INSKO. Vahvavirtailmajohtomääräykset 136. Helsinki 1976.
17. Ismael, N.F., Klym, T.W. Lateral capacity of augered tower foundations in sand. June 1981. IEEE-Transactions-on-Power-Apparatus-and-Systems. vol. PAS-100, no. 6; p. 1963-8.
18. Korhonen, K.-H. Maan mekaaniset ominaisuudet, Deformoituminen avoimessa kolmiakselikokeessa. Espoo 1979. Valtion teknillinen tutkimuskeskus VTT, Geotekniikan laboratorio.
19. Koskinen, M. Soil-Structure Interaction of Jointless Bridges on Piles. Väitöskirja. Tampere 1997. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, Geotekniikan laboratorio.
20. Koskinen, M. Teräsputkipaalun sivukapasitetti. Lisensiaatintyö. Tampere 1990. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, Geotekniikan laboratorio.
21. Kulmala, Hannele. Kaltevan maanpinnan vaikutus perustusten kantokykyyn. Diplomityö. Tampere 1995. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, Geotekniikan laboratorio.
22. Kvaerner. Mast Foundation Systems. Sverige 1998. The Kvaerner Eureka.
23. Lee, I. K. Bearing Capacity of Foundation with Particular Reference to the Melbourne Area. Australia 1962. Proceedings Institution of Engineers.
24. Mali Jouni. Rautateiden sähköistyspylvään kaksoisputkiperustus. Diplomityö. Tampere 1999. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, Geotekniikan laboratorio.
25. Rakennusinsinööriyhdistys. Pohjarakennuksen normit A45. Helsinki 1964.
26. Rantala, J. Maanvaraisen perustuksen kantokyvyn laskeminen elementtimenetelmällä. Diplomityö. Tampere 1995. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, Geotekniikan laboratorio.
27. Rantamäki, M., Jääskeläinen, R. & Tamminne, M. Geotekniikka. Helsinki 1991. Otatieto Oy.
28. Ratahallintokeskus. Ratatekniset määräykset ja ohjeet (RAMO). Helsinki 1995–2001.
29. Ratahallintokeskus. Rautatien maarakennustöiden yleinen työselitys ja laatuvaatimukset (RMYTL). Helsinki 1998–2001.



30. Ratahallintokeskus. Rautatiesiltojen suunnitteluohjeet (RSO). Helsinki 1997–2001.
31. Ratahallintokeskus. Sähköistyksen kiinteiden laitteiden suunnittelu ja rakentaminen SSR. Helsinki 1978.
32. Rautaruukki Oyj. RR-Paalutusohje. Hämeenlinna 2001.
33. Reese, L., Cox, W., Koop, F., Analysis of Laterally loaded piles in sand, Sixth Annual Offshore Technology Conference. Texas 1972. OTC 2080,
34. Rotex Oy. Symmetrix. Soil and overburden drilling method. Product Catalogue.
35. Smith, J. M. Programming the Finite Element Method. 1982. John Wisley & Sons Ltd.
36. Sosiaali- ja terveysministeriö, Työsuojeluosasto. Työsuojeluoppaita ja -ohjeita 15, Kapeat kaivannot. Tampere 1999.
37. Suomen Betoniyhdistys r.y. Betonirakenteiden yksityiskohtien ja raudoituksen suunnitteluohjeet by 30–4, osa 4: Elementit. Helsinki 1989.
38. Suomen Geoteknillinen Yhdistys r.y. ja Rakentajain Kustannus Oy. Lyöntipaalutusohjeet LPO. Helsinki 1987.
39. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. Betoninormit ja mitoitusaulukot RIL 131. Helsinki 2001.
40. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. Geomekaniikka I RIL 157-1. Helsinki 1985.
41. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. Geomekaniikka II RIL 157-2. Helsinki 1990.
42. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y. Pohjarakennus RIL 95. Helsinki 1974.
43. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. Pohjarakennusohjeet RIL 121. Helsinki 1988.
44. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. Suurpaalutusohje 1995 SPO-95. RIL 212. Helsinki 1995.
45. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. Teräsrakenteet RIL 173. Rajatilamitoitusohjeet, Mitoitusaulukot ja käyrästöt. Helsinki 1997.
46. Süßerkrüb, M. Mastgründungen. Berliini 1958. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

47. Sähköradat Oy. I-pylväiden perustuskokeiden koeohjelma. Helsinki 1965.
48. Sähköradat Oy. I-pylväiden perustuskokeiden koeselostus. Helsinki 1965.
49. Sähköradat Oy. Perustamistavan määräämisohje. Helsinki 1969.
50. Sähköradat Oy. Yksittäisten pylväiden kuormitukset ja mitoitus, Mitoitusohje. Helsinki 1981.
51. Sähkötarkastuskeskus. Vahvavirtailmajohtomääräykset A4. Helsinki 1993.
52. Tamrock Oy. Tampere 1988. Surface drilling and blasting.
53. Terzaghi, K. Lateral analysis of piles with dynamic bahaviour. Mexico City 1964. Conf. on deep found. Vol. 1.
54. Teräsrakenneyhdistys r.y. Teräsrakenteiden suunnittelu. Helsinki 1989. Rakentajainkustannus.
55. Tiehallitus. Tievalaistuksen käsikirja. Helsinki 1991.
56. Tielaitos. Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa. Helsinki 1991. Tiehallitus, Sillansuunnittelu.
57. Tielaitos. Teräspuutkipaalut. Helsinki 1993. Siltakeskus, Sillansuunnittelu.
58. Valtion teknillinen tutkimuslaitos VTT. Tutkimus siltojen routasuojauksen mitoituksesta; tutkimusselostus nro GEO9119 (julkaisematon). Helsinki 1989.
59. Ympäristöministeriö, asunto- ja rakennusosasto. Suomen rakennusmääräyskokoelma RakMK, B1. Helsinki 1998.
60. Zienkiewicz, O. C. Taylor, R. L. 1989. The Finite Element Method. Volume 1: Basic Formulation and Linear Problems. McGraw-Hill.
61. Öljymäki, M. Porapaalumenetelmien soveltaminen vaakakuormitetuissa rakenteissa. Diplomityö. Tampere 1997. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, Geotekniikan laboratorio.

1s,,hk" radat

PORTAALI 178/33B - 178/34B

3.2.99 HV

178/33B 33	88	160550	311	1,,ht" tiedot
			321	87-100
			V 111	84+ 30
			V 111	70+ 15
			O 116	70+ 45
			O 116	100- 40
			O 116	100+ 40
			325	150+ 10
178/34B 33	88		O 111	70+125
			O 111	70+ 40
			321	84+ 70

99

1 s,,hk" radat

PORTAALI 178/33B - 178/34B

3.2.99 HV

Ratapihaportaalin lujuuslaskelmat

jalat 178/33B - 178/34B

1	2
178/33B	178/34B
8.8	8.8
U24	U24
4	4

paarre

.745 2 +X	.744 2 +X
-.688 2 +X	-.691 2 +X

diagonaali

.000 0	.000 0
.095 2 -Z	.102 2 -Z

jalan yl,,p,,,n sivuttaissiirtym,,t (mm)

43/ 131 -38	43/ 131 -38
-------------	-------------

Portaalin orret

L40  
32 39 32

Orren suhteelliset maksimij,,nnitykset

Siirtym,,t

aukko 1 orren pituus 16.0 m

Paarre

	vas p,,,		keskusta		oikea p,,,
keskusta	oikea nurkka				
Puristus	.154 1 -X	.774	20 -Z	.388	32 +X
183 31 +X	183 32 +X				
Veto	-.108 1 -X	-.555	20 -Z	-.270	32 +X
-1 2 -A	-1 32 -A				

Maksimi

vas nurkka

dx	183	1 +X
Dy	0	1 -A

Diagonaali

Sivutaso	.267 1 -Z	.277	31 -Z	.281	32 -Z
-53 2 -X	-53 32 -X				
Vaakataso	.281 1 -Z	.383	31 -Z	.391	32 -Z
-53 18 J	-6 32 J				

minimi

Dx	-53	1 -X
Dy	0	1 J



## Portaalilaskentaohjelman RPPM tulostusesimerkki

1 s,,hk" radat

PORTAALI 178/33B - 178/34B

3.2.99 HV

Ratapihaportaalin lujuuslaskelmat

Pylv,,t 178/33B - 178/34B

Jalan tyvikuormat eri kuormitustapauksissa

NR	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1 178/33B	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
j,,kuorm	23.9	3.8	.0	.0	.0	-34.9
+X-tuuli	20.0	11.0	.0	.0	.0	-100.5
-X-tuuli	17.8	-3.2	.0	.0	.0	29.5
+Z-tuuli	18.9	3.9	-5.9	.0	-50.2	-35.2
-Z-tuuli	18.9	3.9	5.9	.0	50.2	-35.2
pakkanen	18.9	4.0	.0	.0	.0	-36.8
asennus	16.5	5.1	.0	.0	.0	-46.8
asennus	11.4	-1.1	.0	.0	.0	10.0

NR	F1	F2	F3	M1	M2	M3
2 178/34B	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
j,,kuorm	22.0	3.8	.0	.0	.0	-34.9
+X-tuuli	16.1	11.1	.0	.0	.0	-100.6
-X-tuuli	18.2	-3.2	.0	.0	.0	29.4
+Z-tuuli	17.2	3.9	-6.3	.0	-53.4	-35.3
-Z-tuuli	17.2	3.9	6.3	.0	53.4	-35.3
pakkanen	17.2	4.0	.0	.0	.0	-36.8
asennus	14.2	5.1	.0	.0	.0	-46.9
asennus	11.6	-1.1	.0	.0	.0	10.0

1 jalan kuormien symboleista

voimien suunnat

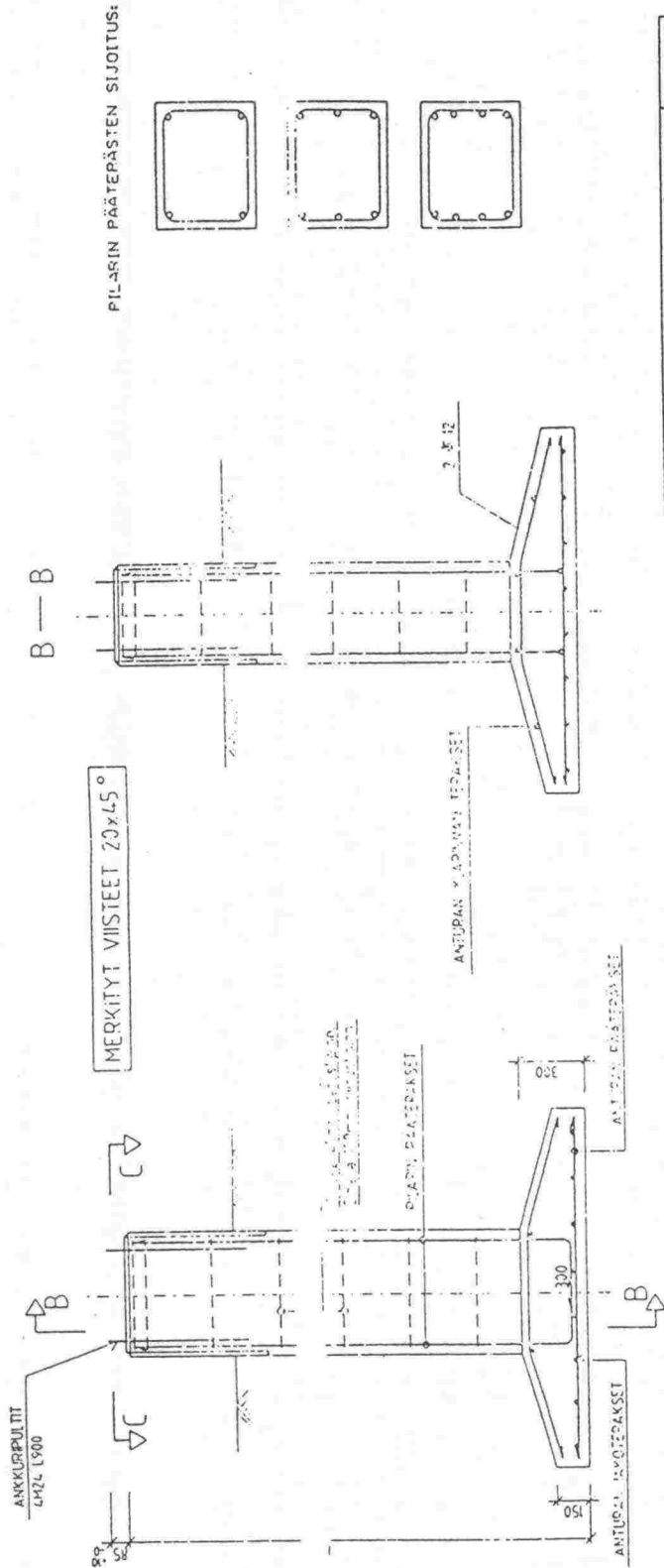
f1 pystyvoima + alasp,,in  
 f2 rataavastaan kohtisuora voima + Helsingist,, katsoen oikealla  
 f3 radan suuntainen voima + Helsinkiin p,,in

momentit annetaan vastaavien akselien suhteen

m1 v,,ntomomentti  
 m2 radan suuntainen momentti  
 m3 rataa vastaan kohtisuora momentti

kuormatilojen lyhenteet

S 0-s,,  
 +X +X-tuuli  
 J j,,kuorma  
 +X +X-tuuli



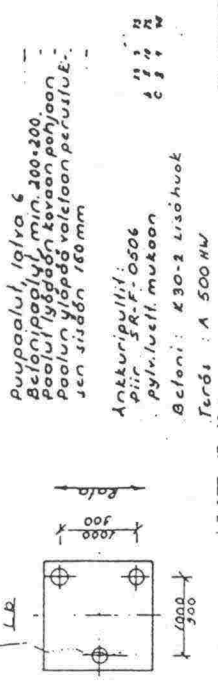
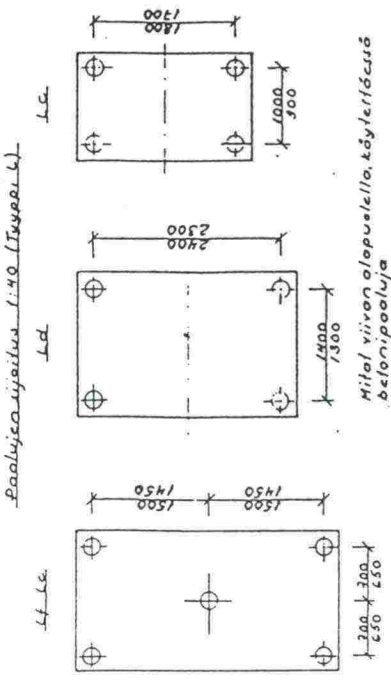
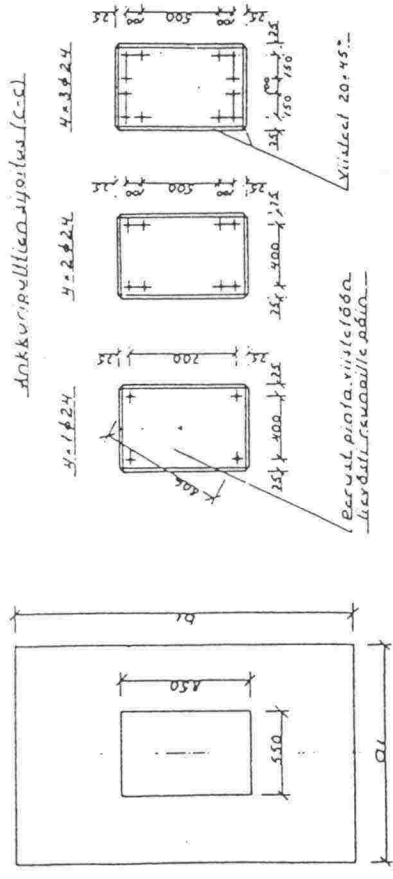
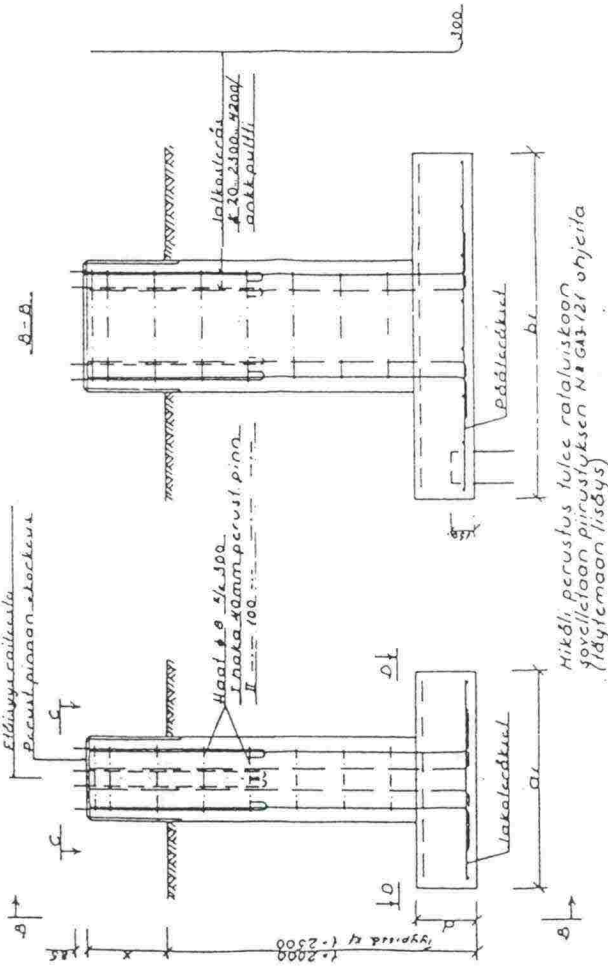
Tunnus	$a_1$	$b_1$	$h$	$V \text{ (m}^3\text{)}$	G (m)	Anturan leikkäriäset	Anturan johtokäsiä teräksiset	Anturan johtokäsiä teräksiset	Pilarin pohjakäsi
E 1.5/1.2	1200	1200	1500	2.64	1.50	8 kpl	6 kpl	2 kpl	2x2 kpl
E 1.5/1.6	1600	1600	1500	2.65	2.23	10 kpl	6 kpl	4 kpl	2x2 kpl
E 1.5/2.0	2000	2000	1500	1.22	3.04	8 kpl	10 kpl	6 kpl	2x2 kpl
E 1.5/1.2	1200	1200	1200	0.72	1.79	8 kpl	6 kpl	2 kpl	2x2 kpl
E 1.8/1.6	1600	1600	1500	0.97	2.42	12 kpl	6 kpl	4 kpl	2x2 kpl
E 1.9/2.0	2000	2000	1500	1.29	3.25	10 kpl	12 kpl	6 kpl	2x2 kpl
E 2.0/1.2	1200	1200	2000	0.77	1.91	8 kpl	6 kpl	2 kpl	2x2 kpl
E 2.0/1.6	1600	1600	2000	1.02	2.54	13 kpl	8 kpl	4 kpl	2x2 kpl
E 2.0/2.0	2000	2000	2000	1.34	3.35	12 kpl	10 kpl	8 kpl	2x4 kpl
E 2.4/1.2	1200	1200	2400	0.87	2.16	8 kpl	6 kpl	2 kpl	2x2 kpl
E 2.4/1.6	1600	1600	2400	1.12	2.79	16 kpl	10 kpl	4 kpl	2x3 kpl
E 2.4/2.0	2000	2000	2400	1.44	3.60	14 kpl	12 kpl	8 kpl	2x4 kpl

SÄHKÖRADAT OY		Suomen Sähkösäätökeskus SAHL		13.12.90	
		Lask. / myy.			
PERUSTUSPIIRUSTUS		Hir. / myy.		Käyttö	
I - PYLVÄÄN ANTURALLINEN ELEMENTTI		KAL			
		Sis.		MYY	
		Laskusumma		Laskusumma	
1:20		SR		G - 0196 /	
INSR-		1:20		M 1	
Laskusumma		Laskusumma		Laskusumma	

Tun.	Q <sub>L</sub>	b <sub>L</sub>	d	V (m <sup>3</sup> )
Ka	1400	1400	400	1,26
Kb	1400	2200	400	2,21
Kc	1800	2800	400	3,00
Kd	1800	3400	500	4,00
Ke	1800	3400	500	4,23

Tilavuus (V) on laskettu, kun x=500

Teräsmäärä on laskettu, kun ankkuripultit on 4 x 1 Fe 52 + 24 lyhyt



VALTIONRAUTATIED	57	SÄHKÖRATAT
P-pylvään anturallinen perustus (K1), poistotiluna (L)		
1:20 (1:40)		612-150ei



Betoni: K-30-2, lisähuok  
Teräs: A 500HW

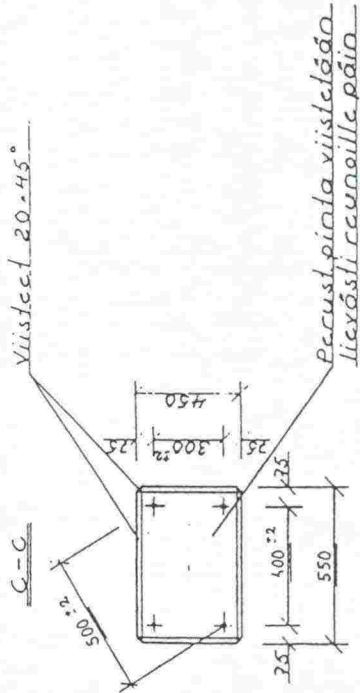
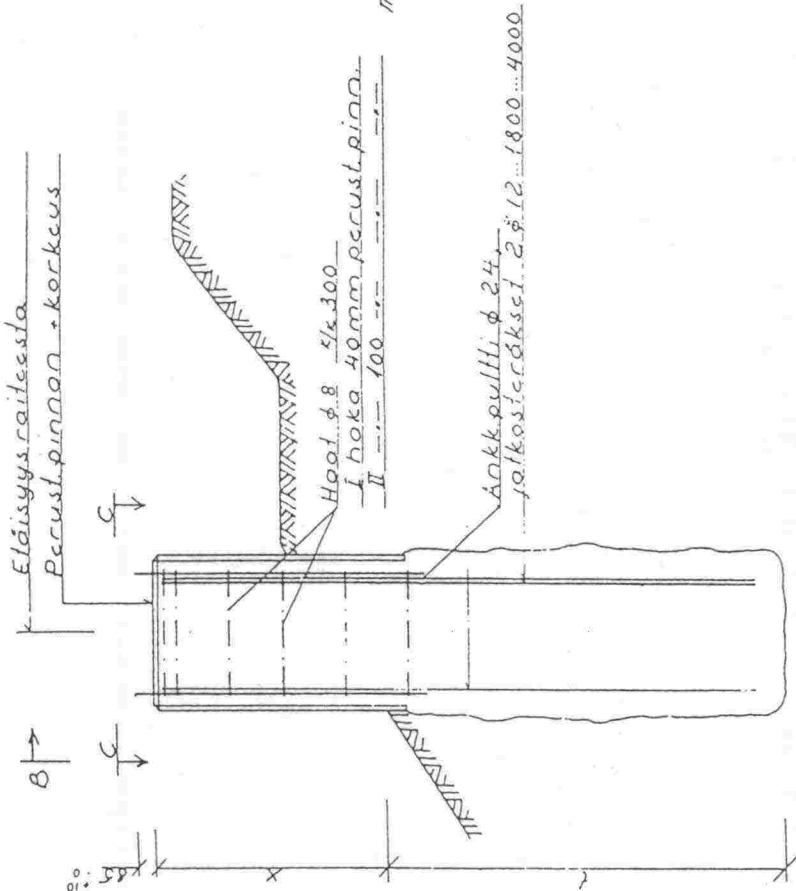
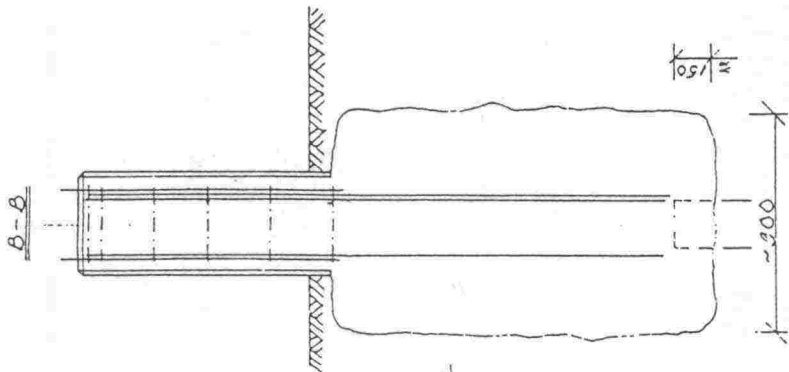
Tunnus	t	V (m³)
NI	1650	1,34
NI	1950	1,54
NI	2200	1,71
NI	2550	1,94
NI	3000	2,24
NI	3450	2,55
NI	4000	2,92

Tilavuus (V) on laskettu,  
teor+15%, x=800

Perustusllyppi N+paalu...

Betonipaalu min. 200x200  
paalu lyödään kovaan  
pohjaan  
paalun yläpää valitaan  
perust. sisään väh. 150mm ...

Ankkuripultit:  
piir: SR-F - 0506  
pylv.luett. mukaan



SÄHKÖRADAT OY		Suoritusaj./mm SAHL 08.05.91	
Tilaaja		Tilaus	
I - Pylvään anturaton perustus (N)		Käyttö	
PAALUTETTUNA (N+PAALU)		KÄL	
Ongelma		Pää	
N:R 1:20		MINN	
Kuva		Kuva	
3		SR - G -0204 / M1	
Kuva		Kuva	
GA3 - 141		Kuva	

## Rautateillä käytössä olevien pylväsperustusten tyyppipiirustukset

## I-pylvään perustukset

	Otsikko- tai nimiötekstit	Piirustus	Korvaa	Päiväys	Revisiot
1	I-pylvään 2 paalun perustus Holkkielementti (PHE2) + asennus	SR-G-0212/M0	-	6.4.1992	-
2	I-pylvään 4 paalun perustus	SR-G-0210/M0	-	5.11.1991	-
3	I-pylvään kallioleikkausperustus	SR-G-0209/M0	-	23.10.1991	-
4	Paaluperustuselementti + asennus	SR-G-0200/M2	-	10.7.1991	-
5	I-pylväs perustuselementti	SR-G-0202/M0	GA3-132	10.4.1991	-
6	I-pylvään anturaton perustus (N) Paalutettuna (N + paalu)	SR-G-0204/M1	GA3-141	8.4.1991	-
7	I-pylvään louhikkoperustus (LO)	SR-G-0205/M	GA3-142	8.4.1991	-
8	I-pylvään kallioperustus (C)	SR-G-0206/M1	GA3-143	8.4.1991	-
9	I-pylvään paalutettu perustus (G)	SR-G-0207/M1	GA2-146	8.4.1991	-
10	I-pylvään kallioperustus: asennus	SR-G-0199/M3	-	19.3.1991	-
11	I-pylvään kallioperustuselementti	SR-G-0198/M1	-	19.2.1991	-
12	I-pylvään anturallinen elementti	SR-G-0196/M4	-	13.12.1990	-
13	I-pylväs perustuselementti DIA	G3-189 b	-	17.4.1984	-
14	I-pylväs perustuselementti	GA3-132 j	-	22.1.1976	8.4.1976
15*	I-pylvään louhikkoperustus (LO)	GA3-142 c	G3-139	7.8.1972	23.3.1973 8.4.1976

## Rautateillä käytössä olevien pylväsperustusten tyyppipiirustukset

## I-pylvään perustukset

	Otsikko- tai nimiötekstit	Piirustus	Korvaa	Päiväys	Revisiot
16*	I-pylvään anturaton perustus (N) Paalutettuna (N + paalu)	GA3-141 e	G3-101 a	27.6.1972	23.3.1973, 8.4.1976
17	I-pylvään matala-anturallinen perustus (S)	GA3-145 d	G3-104 b	26.6.1972	23.3.1973, 8.4.1976
18*	I-pylvään paalutettu perustus (G)	GA2-146 e	G3-105 c	15.6.1972	-
19*	I-pylvään kallioperustus (C)	GA3-143 c	G3-102 b	8.6.1972	23.3.1973, 8.4.1976
20	I-pylvään anturallinen perustus (E)	GA3-144 d	G3-103 c	20.5.1972	23.3.1973, 8.4.1976
21	P- ja I-pylvään elementtiperustus	G3-140 d	-	28.2.1972	23.3.1973, 8.4.1976

\* Korvattu uudella versiolla



## Rautateillä käytössä olevien pylväasperustusten tyyppi- ja piirustukset

**P-pylvään perustukset (U-jalkaiset portaalipylväät)**

	Otsikko- tai nimiötekstit	Piirustus	Korvaa	Päiväys	Revisiot
1	Portaalipylvään paalutettu perustus Elementti + paalut	SR-G-0221/M0	-	24.2.1993	-
2	P-pylvään anturallinen elementti (PPAE)	SR-G-0213/M1	-	8.4.1992	-
3	Portaalipylvään paalutettu perustus (Paikallavalettu paaluantura + perustuselementti)	SR-G-0211/M1	-	11.12.1991	-
4	P-pylvään anturaton perustus (P), Paalutettuna (P + paalu)	GA2-147 c	G3-134	28.6.1972	-
5	P-pylvään anturallinen perustus (K), Paalutettuna (L)	GA2-150 e	G2-109 c	28.6.1972	-
6	P-pylvään kallioperustus (R)	GA3-148 c	G4-107 c	14.6.1972	-
7	P-pylvään matala-anturallinen perustus (M)	GA3-149 d	G3-108 a	5.6.1972	23.3.1973, 8.4.1976
8	P- ja I-pylvään elementtiperustus	G3-140 d	-	28.2.1972	23.3.1973, 8.4.1976

Rautateillä käytössä olevien pylväasperustusten tyyppipiirustukset

**R-pylvään perustukset (ristikkojalkaiset portaalipylväät)**

	Otsikko- tai nimiötekstit	Piirustus	Korvaa	Päiväys	Revisiot
1	RJP-pylvään anturallinen elementti (RJAE)	SR-G-0217/M1	-	21.4.92	
2	Ristikkojalkaisen portaalin matala-anturallinen perustus Y	GA3-184 c	-	30.10.1978	5.2.1978
3	Ristikkojalkaisen portaalin kallioperustus (RV)	GA3-159 b	-	23.10.1973	-
4	Ristikkojalkaisen portaalin anturallinen perustus (T), Paalutettuna (U)	GA2-152 e	G2-24 a	14.8.1972	-
5	Ristikkojalkaisen portaalin anturaton perustus (V)	GA3-151 d	-	3.8.1972	23.3.1973, 17.1.1974, 8.4.1976

## Rautateillä käytössä olevien pylväasperustusten tyyppipiirustukset

## Imumuuntajapylväiden perustukset

	Otsikko- tai nimiötekstit	Piirustus	Korvaa	Päiväys	Revisiot
1	Imumuuntajapylvään maaperustus IM ja paaluperustus IMG	SR-G-0208/M1	GA3-135	10.4.1991	-
2	Imumuuntajapylvään anturaton perustus IMN ja kallioperustus IMC	SR-G-0203/M1	GA3-136	8.4.1991	-
3*	Imumuuntajapylvään maaperustus IM ja paaluperustus IMC	GA3-135 d	-	25.3.1971	-
4*	Imumuuntajapylvään anturaton perustus IMN ja kallioperustus IMC	GA3-136 d	-	25.3.1971	-

\* Korvattu uudella versiolla



## Rautateillä käytössä olevien pylväsperustusten tyyppipiirustukset

## Opastinsiltojen perustukset

	Otsikko- tai nimiötekstit	Piirustus	Korvaa	Päiväys	Revisiot
1	Opastinsillan perustus A – paikallavalettava + paaluper.	4032 S 17900 A1	-	22.3.1999	-
2	Kallionvarainen perustus	4032 S 17900 A1	-	9.3.2000	-
3	Opastinsillan perustus B – elementtiperustus	4032 S 17902 A1	-	22.3.1999	-

Rautateillä käytössä olevien pylväspierustusten tyyppipiirustukset

**Opastinulokeportaalien perustukset**

	Otsikko- tai nimiötekstit	Piirustus	Korvaa	Päiväys	Revisiot
1	Ulokeportaalin elementtipierustus	4032 S 6289 B12	-	30.6.1992	-
2	Ulokeportaalin paikallavalettavat perustukset	4032 S 6289 C8	-	27.2.1992	-

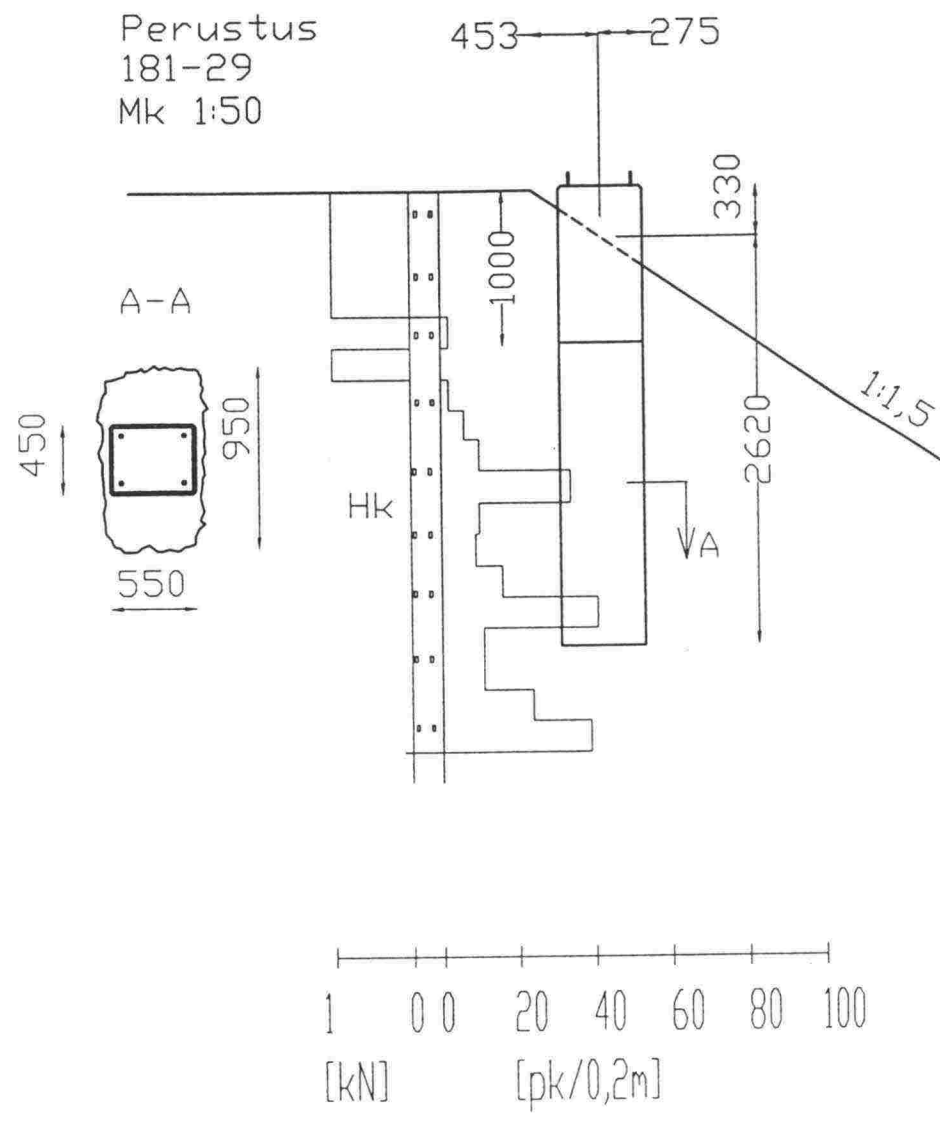
## Rautateillä käytössä olevien pylväasperustusten tyyppipiirustukset

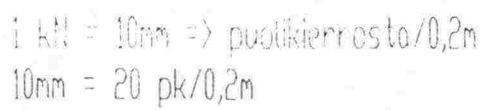
## Valaisinmastojen perustukset

	Otsikko- tai nimiötekstit	Piirustus	Korvaa	Päiväys	Revisiot
1	20 metrin valaisinmaston maavarainen perustus	4032 S 17874 A/1	-	4.8.1998	-
2	20 metrin valaisinmaston paaluperustus	4032 S 17874 A/2	-	4.8.1998	-
3	20 metrin valaisinmaston maavarainen matala perustus	4032 S 17874 A/3	-	4.8.1998	-
4	20 metrin valaisinmaston kallioperustus	4032 S 17874 A/4	-	4.8.1998	-
5	25 metrin valaisinmaston maavarainen perustus	4032 S 17875 A/1	-	4.8.1998	-
6	25 metrin valaisinmaston paaluperustus	4032 S 17875 A/2	-	4.8.1998	-
7	25 metrin valaisinmaston kallioperustus	4032 S 17875 A/3	-	4.8.1998	-
8	31 metrin valaisinmaston (kevyt masto) maavarainen perustus	4032 S 17876 A/1	-	28.8.1998	-
9	31 metrin valaisinmaston paaluperustus	4032 S 17876 A/2	-	4.8.1998	-
10	31 metrin valaisinmaston paaluperustus (kapea antura)	4032 S 17876 A/3	-	28.8.1998	-
11	31 metrin valaisinmaston kallioperustus	4032 S 17876 A/4	-	4.8.1998	-

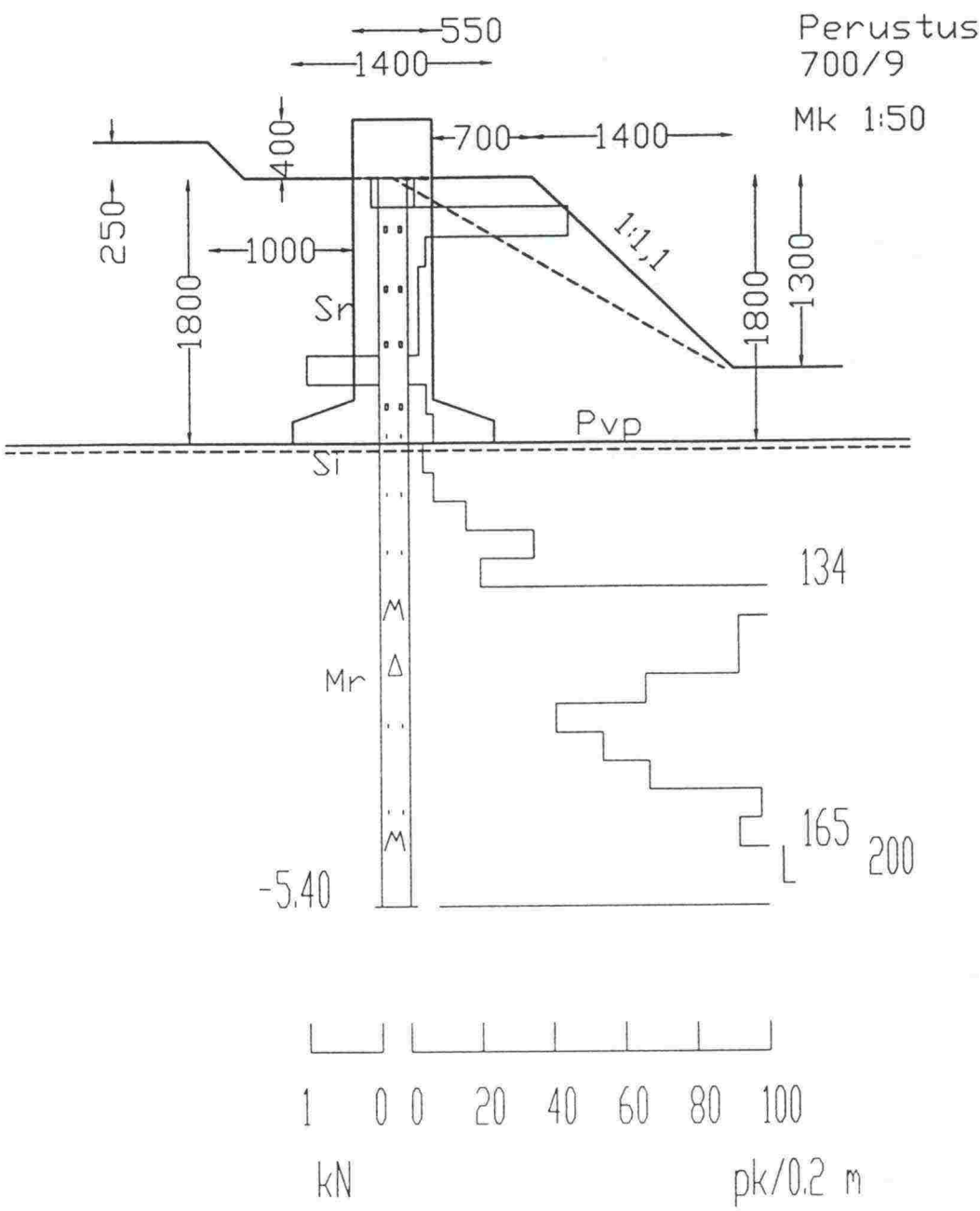


Anturattoman perustuksen 181/29 sijoitus ratapenkereeseen  
sekä painokairaustulokset rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö





Anturallisen perustuksen 700/9 sijoitus ratapenkereeseen  
sekä painokairaustulokset rataosuudella Tuomioja-Raahe





Koekuormitettujen perustusten mittatiedot, koekuormitustulokset sekä laskentatulokset

Anturalliset perustukset rataosuudella Tuomioja-Raahen (kuormitus radalle päin)																															
Perustus	Tyyppi	L	B	I	b	t	D <sub>a</sub>	D <sub>p</sub>	β <sub>a</sub>	β <sub>p</sub>	z <sub>r</sub>	φ	φ <sub>d</sub>	γ'	α	g	G	q <sub>y</sub>	q <sub>u</sub>	Teor.				Myötö				Murto		Varmuus	
																				My <sup>a</sup>	My <sup>p</sup>	Mu <sup>a</sup>	Mu <sup>p</sup>	My <sup>a</sup> +	My <sup>p</sup>	Mu <sup>a</sup> +	Mu <sup>p</sup>	M <sub>y</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>y</sub> /M <sub>y</sub>	M <sub>u</sub> /M <sub>u</sub>
700/9rp	E2.2/1.4	1,4	1,4	0,55	0,45	0,3	2,05	1,80	-	-	1,50	32°	26,6°	17,0	1,00	1,00	69,1	451	828	44,6	14,3	81,9	35,4	58,9	65,0	117,3	125,0	2,0	1,9		
700/10rp	E2.2/1.4	1,4	1,4	0,55	0,45	0,3	2,05	1,80	-	-	1,50	32°	36°	30,2°	19,0		74,5	746	1497	49,5	18,4	99,3	46,9	67,9		146,2		2,2			
											1,50	32°	26,6°	17,0	1,00	1,00	69,1	451	828	44,6	14,3	81,9	35,4	58,9	60,0	117,3	120,0	2,0	2,0		
											36°	30,2°	19,0			74,5	746	1497	49,5	18,4	99,3	46,9	67,9		146,2		2,2				
700/11rp	E2.2/1.4	1,4	1,4	0,55	0,45	0,3	2,05	1,80	-	-	1,50	32°	26,6°	17,0	1,00	1,00	69,1	451	828	44,6	14,3	81,9	35,4	58,9	55,0	117,3	120,0	2,0	2,2		
											1,50	32°	36°	30,2°	19,0		74,5	746	1497	49,5	18,4	99,3	46,9	67,9		146,2		2,2			
703/15rp	E2.2/1.2	1,2	1,2	0,55	0,45	0,3	2,05	1,80	-	-	1,50	32°	26,6°	17,0	1,00	1,00	52,2	541	828	28,8	14,3	44,1	35,4	43,1	40,0	79,5	80,0	1,8	2,0		
											36°	30,2°	19,0			56,0	746	1498	31,8	18,4	63,9	46,9	50,2		110,8		2,2				
704/1rp	E2.2/1.2	1,2	1,2	0,55	0,45	0,3	2,05	1,80	-	-	1,50	32°	26,6°	17,0	1,00	1,00	52,2	541	828	28,8	14,3	44,1	35,4	43,1	45,0	79,5	90,0	1,8	2,0		
											36°	30,2°	19,0			56,0	746	1498	31,8	18,4	63,9	46,9	50,2		110,8		2,2				
704/2rp	E2.2/1.2	1,2	1,2	0,55	0,45	0,3	2,05	1,80	-	-	1,50	32°	26,6°	17,0	1,00	1,00	52,2	541	828	28,8	14,3	44,1	35,4	43,1	45,0	79,5	100,0	1,8	2,2		
											36°	30,2°	19,0			56,0	746	1498	31,8	18,4	63,9	46,9	50,2		110,8		2,2				
705/15rp	E1.8/1.6	1,6	1,6	0,55	0,45	0,3	1,68	1,43	-	-	1,13	32°	26,6°	17,0	1,00	1,00	71,4	375	692	52,9	6,5	97,6	16,2	59,4	50,0	113,8	100,0	1,9	2,0		
											36°	30,2°	19,0			77,1	618	1247	58,6	8,4	118,2	21,4	67,0		139,7		2,1				
706/1rp	E2.2/1.6	1,6	1,6	0,55	0,45	0,3	2,05	1,90	-	-	1,60	32°	26,6°	17,0	1,00	1,00	92,5	456	842	68,1	17,1	125,7	42,4	85,2	75,0	168,2	150,0	2,0	2,0		
											36°	30,2°	19,0			100,2	753	1517	76,0	22,0	153,1	56,2	98,0		209,3		2,1				
706/2rp	E2.2/1.8	1,8	1,8	0,55	0,45	0,3	2,00	1,75	-	-	1,45	32°	26,6°	17,0	1,00	1,00	108,0	446	823	89,9	13,0	165,9	32,2	102,9	75,0	198,1	130,0	1,9	1,7		
											36°	30,2°	19,0			117,1	735	1482	100,2	16,7	202,0	42,7	116,9		244,7		2,1				

Perustus		Tyypit		L	B	I	b	t	D <sub>a</sub>	D <sub>p</sub>	β <sub>a</sub>	β <sub>p</sub>	z <sub>r</sub>	φ	φ <sub>0</sub>	γ'	α	g	G	q <sub>y</sub>	q <sub>u</sub>	My <sup>a</sup>	My <sup>p</sup>	Mu <sup>a</sup>	Mu <sup>p</sup>	Mvötö		Murto		Varmuus			
				[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]	[m]	[°]	[°]	[kN/ m <sup>3</sup> ]	[°]	[-]	[kN]	m <sup>2</sup>	[kN/ m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	My <sup>a+</sup>	My <sup>p</sup>	M <sub>y</sub>	Mu <sup>a+</sup>	M <sub>u</sub>	M <sub>u</sub> /M <sub>y</sub>	M <sub>u</sub> /M <sub>y</sub>	
																						Teor.	Koek.	Teor.	Koek.	Teor.	Koek.	Teor.	Koek.	Teor.	Koek.		
700/9lp	E2.2/1.4	1,4	1,4	0,55	0,45	0,3	0,50	1,80	-	22	1,50	32°	26,6°	17,0	0,48	1,00	69,1	124	234	34,6	6,9	65,3	17,0	41,5	40,0	82,3	80,0	2,0	2,0				
700/10lp	E2.2/1.4	1,4	1,4	0,55	0,45	0,3	0,50	1,80	-	22	1,50	32°	26,6°	17,0	0,48	1,00	69,1	124	234	42,3	8,8	86,7	22,5	51,1		109,2		2,1					
700/11lp	E2.2/1.4	1,4	1,4	0,55	0,45	0,3	0,50	1,80	-	22	1,50	32°	26,6°	17,0	0,48	1,00	69,1	124	234	42,3	8,8	86,7	22,5	51,1	33,0	82,3	65,0	2,0	2,0				
703/15lp	E2.2/1.2	1,2	1,2	0,55	0,45	0,3	1,60	1,80	30	13	1,50	32°	26,6°	17,0	0,48	1,00	74,5	203	416	42,3	8,8	86,7	22,5	51,1	38,0	82,3	75,0	2,0	2,0				
704/1lp	E2.2/1.2	1,2	1,2	0,55	0,45	0,3	1,60	1,80	36	21	1,50	32°	26,6°	17,0	0,48	1,00	74,5	203	416	42,3	8,8	86,7	22,5	51,1	28,0	58,7	55,0	2,1	2,0				
704/2lp	E2.2/1.2	1,2	1,2	0,55	0,45	0,3	1,60	1,80	30	22	1,50	32°	26,6°	17,0	0,48	1,00	74,5	203	416	42,3	8,8	86,7	22,5	51,1	33,0	51,9	65,0	2,0	2,0				
705/15lp	E1.8/1.6	1,6	1,6	0,55	0,45	0,3	0,23	1,43	-	17	1,13	32°	26,6°	17,0	0,58	1,00	71,4	86	176	38,6	3,8	79,0	9,4	42,4	28,0	72,8		2,2					
706/1lp	E2.2/1.6	1,6	1,6	0,55	0,45	0,3	0,30	1,90	-	23	1,60	32°	26,6°	17,0	0,45	1,00	92,5	104	210	48,4	7,7	97,7	19,1	56,1	53,0	118,4	105,0	2,1	2,0				
706/2lp	E2.2/1.8	1,8	1,8	0,55	0,45	0,3	0,45	1,75	-	20	1,45	32°	26,6°	17,0	0,53	1,00	108,0	132	259	72,6	6,9	142,5	17,1	79,5	50,0	159,5	100,0	2,0	2,0				
											36°	30,2°	19,0	0,53	1,00	117,1	209	444	87,2	8,9	185,2	22,6	96,1		207,9		2,2						

Anturalliset perustukset rataosuudella Sääksjärvi-Perkkio (kuormitus radalle päin)

Perustus	Tyyppi	L [m]	B [m]	I [m]	b [m]	t [m]	D <sub>a</sub> [m]	D <sub>p</sub> [m]	β <sub>a</sub> [°]	β <sub>p</sub> [°]	z <sub>r</sub> [m]	φ <sub>a</sub> [°]	γ' [kN/m <sup>3</sup> ]	α [-]	g [-]	G [kN]	q <sub>y</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	q <sub>u</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Myötö				Murto		Varmuus M <sub>d</sub> /M <sub>y</sub>																						
																			Teor.	Teor.	Teor.	Teor.	M <sub>y</sub> <sup>a</sup> + M <sub>y</sub> <sup>p</sup>	M <sub>u</sub> <sup>a</sup> + M <sub>u</sub> <sup>p</sup>																							
																				Teor.	Teor.	Teor.	Teor.	Teor.	Koek.	Koek.	Teor.	Koek.																			
																				My <sup>a</sup> [kNm]	My <sup>p</sup> [kNm]	Mu <sup>a</sup> [kNm]	Mu <sup>p</sup> [kNm]	M <sub>y</sub> <sup>a</sup> + M <sub>y</sub> <sup>p</sup>	M <sub>u</sub> <sup>a</sup> + M <sub>u</sub> <sup>p</sup>	M <sub>d</sub> /M <sub>y</sub>	M <sub>d</sub> /M <sub>y</sub>																				
179/7Brp	Kc	1,4	2,2	0,55	0,85	0,4	2,10	2,10	-	-	1,70	32°	26,6°	17,0	1,00	1,00	134,4	466	860	85,2	40,7	157,2	101,0	125,9	90,0	258,3	170,0	2,1	1,9																		
179/9Brp	Kc	1,4	2,2	0,55	0,85	0,4	1,95	1,95	-	-	1,55	32°	26,6°	17,0	1,00	1,00	143,0	769	1550	94,2	52,5	189,9	133,8	146,7		323,6		2,2																			
179/11Brp	Kc	1,4	2,2	0,55	0,85	0,4	1,94	1,94	-	-	1,54	32°	26,6°	17,0	1,00	1,00	136,0	715	1442	89,2	40,7	179,9	103,7	129,9		283,6		2,2	1,9																		
181/30Brp	Kc	1,4	2,2	0,55	0,85	0,4	1,87	1,87	-	-	1,47	32°	26,6°	17,0	1,00	1,00	124,1	417	769	78,4	27,3	144,6	67,8	105,7	30,0	212,3	60,0	2,0	2,0																		
181/32Brp	Kc	1,4	2,2	0,55	0,85	0,4	2,05	2,05	-	-	1,64	32°	26,6°	17,0	1,00	1,00	132,0	687	1385	86,5	35,2	174,4	89,7	121,7		264,1		2,2	2,0																		
181/34rp	Kc	1,4	2,2	0,55	0,85	0,4	2,12	2,12	-	-	1,72	32°	26,6°	17,0	1,00	1,00	135,3	471	868	85,6	42,1	157,8	104,4	127,7	60,0	262,1	120,0	2,1	2,0																		
																				1564	94,8	54,2	191,1	138,2	149,0																						



Anturalliset perustukset rataosuudella Sääksjärvi-Perkkio (kuormitus luiskaan päin)

Perustus	Tyyppi	L [m]	B [m]	I [m]	b [m]	t [m]	D <sub>a</sub> [m]	D <sub>p</sub> [m]	β <sub>a</sub> [°]	β <sub>p</sub> [°]	z <sub>p</sub> [m]	φ [°]	φ <sub>d</sub> [°]	γ' [kN/ m <sup>3</sup> ]	α [-]	g [-]	G [kN]	q <sub>y</sub> [m <sup>2</sup> ]	q <sub>u</sub> [kN/ m <sup>2</sup> ]	My <sup>a</sup> [kNm]	My <sup>p</sup> [kNm]	Mu <sup>a</sup> [kNm]	Mu <sup>p</sup> [kNm]	Myötö		Murto		Varmuus			
																								My <sup>a+</sup> [kNm]	My <sup>p</sup>	M <sub>y</sub>	Mu <sup>p</sup>	M <sub>u</sub> <sup>+</sup>	M <sub>u</sub>	M <sub>y</sub> /M <sub>y</sub>	M <sub>y</sub> /M <sub>y</sub>
179/7Blp	Kc	1,4	2,2		0,85	0,4	0,63	1,97	-	25	1,57	32°	26,6°	17,0	0,42	1,00	134,4	166	318	69,2	13,7	132,6	34,1	82,9	60,0	166,7	120,0	2,0	2,0		
179/9Blp	Kc	1,4	2,2		0,85	0,4	0,77	1,81	-	25	1,41	32°	26,6°	17,0	0,41	1,00	143,0	265	552	82,6	17,7	172,1	45,1	100,3		217,2		2,2			
179/11Blp	Kc	1,4	2,2		0,85	0,4	1,24	1,85	-	18	1,45	32°	26,6°	17,0	0,41	1,00	136,0	309	636	81,4	12,9	167,5	32,8	80,0	48,0	157,5	95,0	2,0	2,0		
181/30Blp	Kc	1,4	2,2		0,85	0,4	1,87	1,87	31	19	1,47	32°	26,6°	17,0	0,56	0,27	124,1	122	228	58,0	15,3	108,4	37,9	73,3	30,0	146,3	60,0	2,0	2,0		
181/32Blp	Kc	1,4	2,2		0,85	0,4	2,05	2,05	32	18	1,64	32°	26,6°	17,0	0,56	0,27	132,0	197	402	72,1	19,7	147,1	50,2	91,8		197,4		2,1			
181/34lp	Kc	1,4	2,2		0,85	0,4	2,12	2,12	31	10	1,72	32°	26,6°	17,0	0,56	0,27	141,0	215	436	77,5	26,8	157,2	68,3	104,3		168,5	90,0	2,0	2,0		
																		255	64,0	28,2	120,0	69,9	92,2	45,0	225,4		2,2				
																		450	79,6	36,3	162,1	92,6	115,9		189,9	90,0	2,1	2,0			
																										254,7		2,2			

Koekuormitettujen perustusten mittatiedot, koekuormitustulokset sekä laskentatulokset

Anturattomat perustukset rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö (kuormitus radalle päin)

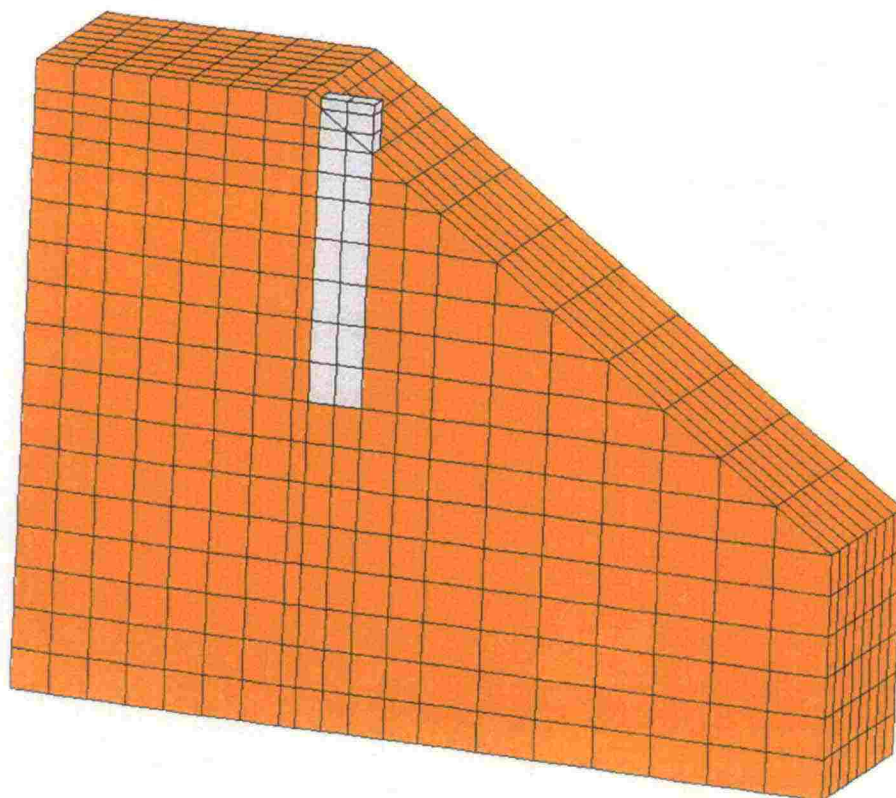
Perustus	Tyyppi	b [m]	D <sub>p</sub> [m]	β <sub>p</sub> [°]	γ' [kN/m <sup>3</sup> ]	α [-]	φ [°]	φ <sub>d</sub> [°]	Myötö		Murto		Varmuus	
									My <sup>p</sup> [kNm]	My [kNm]	Mu <sup>p</sup> [kNm]	M <sub>u</sub> [kNm]	M <sub>u</sub> /M <sub>y</sub>	M <sub>u</sub> /M <sub>y</sub>
									Teor.	Koek.	Teor.	Koek.	Teor.	Koek.
181/15rp	N	0,95	2,80	-	17,0	1,00	32°	26,6°	76,4	100,0	189,7	200,0	2,5	2,0
					19,0		36°	30,2°	98,5		251,1		2,5	
181/28rp	N	0,95	2,45	-	17,0	1,00	32°	26,6°	51,2	40,0	127,1	80,0	2,5	2,0
					19,0		36°	30,2°	66,0		168,2		2,5	
181/30rp	N	0,95	2,55	-	17,0	1,00	32°	26,6°	57,7	30,0	143,3	60,0	2,5	2,0
					19,0		36°	30,2°	74,4		189,7		2,5	
181/31rp	N	0,95	2,05	-	17,0	1,00	32°	26,6°	30,0	60,0	74,4	120,0	2,5	2,0
					19,0		36°	30,2°	38,7		98,5		2,5	
182/1rp	N	0,95	2,90	-	17,0	1,00	32°	26,6°	84,9	60,0	210,7	120,0	2,5	2,0
					19,0		36°	30,2°	109,4		279,0		2,5	

## Anturattomat perustukset rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö (kuormitus luiskaan päin)

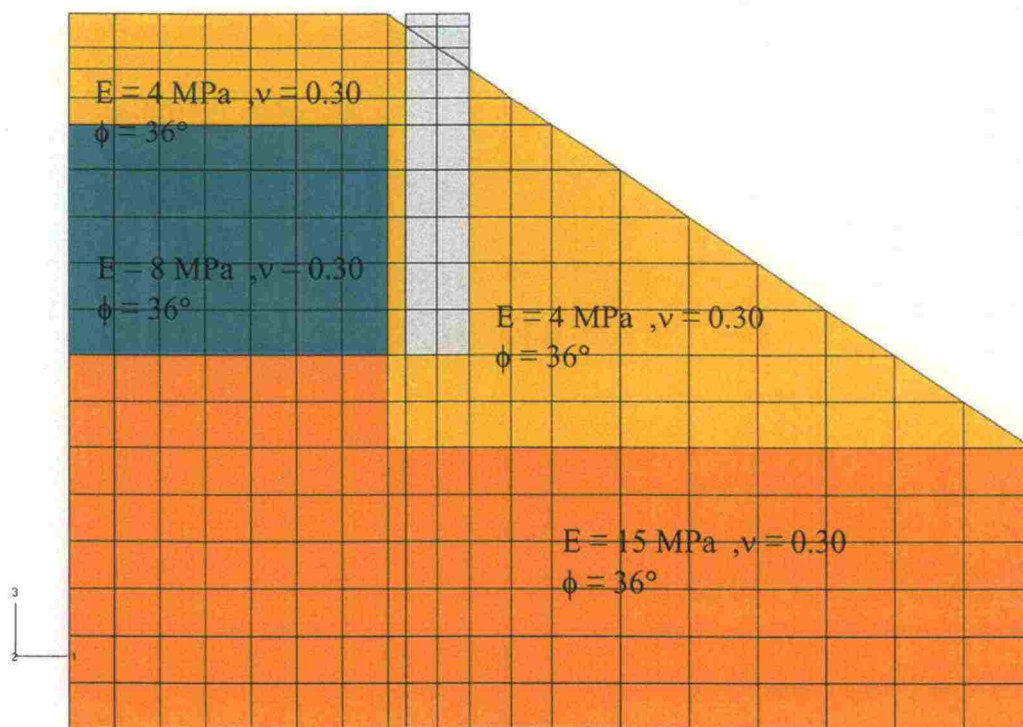
Perustus	Tyyppi	b [m]	D <sub>p</sub> [m]	β <sub>p</sub> [°]	γ' [kN/m <sup>3</sup> ]	α [-]	φ [°]	φ <sub>d</sub> [°]	Myötö		Murto		Varmuus	
									My <sub>p</sub> [kNm]	My [kNm]	Mu <sub>p</sub> [kNm]	M <sub>u</sub> [kNm]	M <sub>u</sub> /M <sub>y</sub>	M <sub>u</sub> /M <sub>y</sub>
181/16lp	N	0,95	2,70	1:1,7	17,0	0,56	32°	26,6°	38,4	50,0	95,2	90,0	2,5	1,8
181/18lp	N	1,05	2,95	1:1,9	17,0	0,42	36°	30,2°	49,5	60,0	126,1	110,0	2,5	1,8
18120lp	N	0,95	2,76	1:1,5	17,0	0,33	32°	26,6°	53,5	40,0	103,0	60,0	2,5	1,5
181/27lp	N	0,95	2,47	1:1,5	17,0	0,33	32°	26,6°	31,1	20,0	79,4	35,0	2,5	1,8
181/29lp	N	0,95	2,44	1:1,5	17,0	0,33	32°	26,6°	22,3	22,0	56,9	35,0	2,5	1,6
181/31lp	N	0,95	2,59	1:1,5	17,0	0,33	32°	26,6°	21,5	22,0	54,8	35,0	2,5	1,6
181/32lp	N	0,95	2,51	1:1,9	17,0	0,42	32°	26,6°	25,7	35,0	65,6	50,0	2,5	1,4
182/1lp	N	0,95	2,22	1:1,5	17,0	0,33	32°	26,6°	12,6	30,0	31,2	60,0	2,5	2,0
					19,0		36°	30,2°	16,2		41,3		2,5	



Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan päin kuormitetusta anturattomasta perustuksesta 181/29 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö

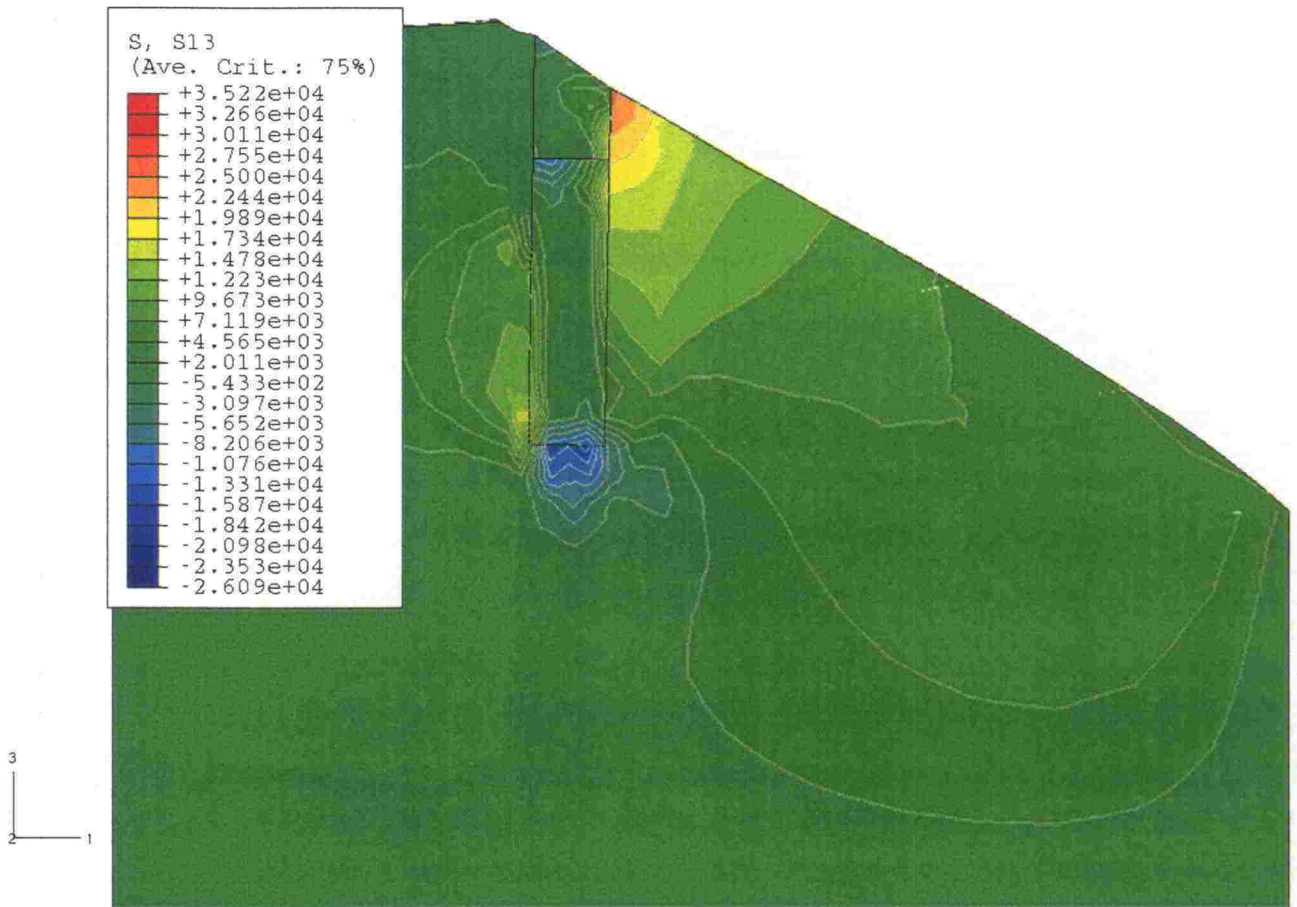


Kuva 1. Pylväsperustuksen analysoinnissa käytetty elementtiverkko.



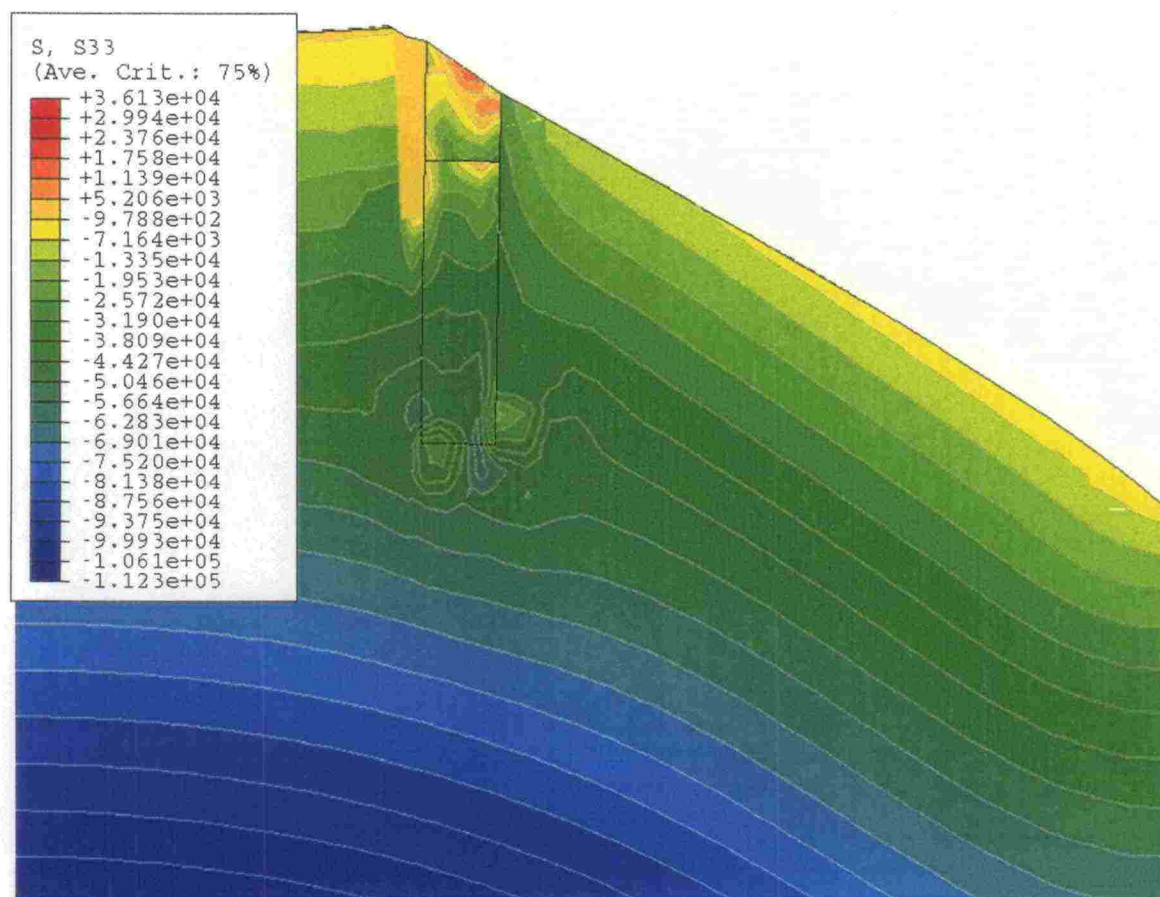
Kuva 2. Pylväsperustuksen analysoinnissa käytetyt maaparametrit.

Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan päin kuormitetusta anturattomasta perustuksesta 181/29 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö



Kuva 3. Maamassan leikkausjännitysjauma täydellä kuormituksella.

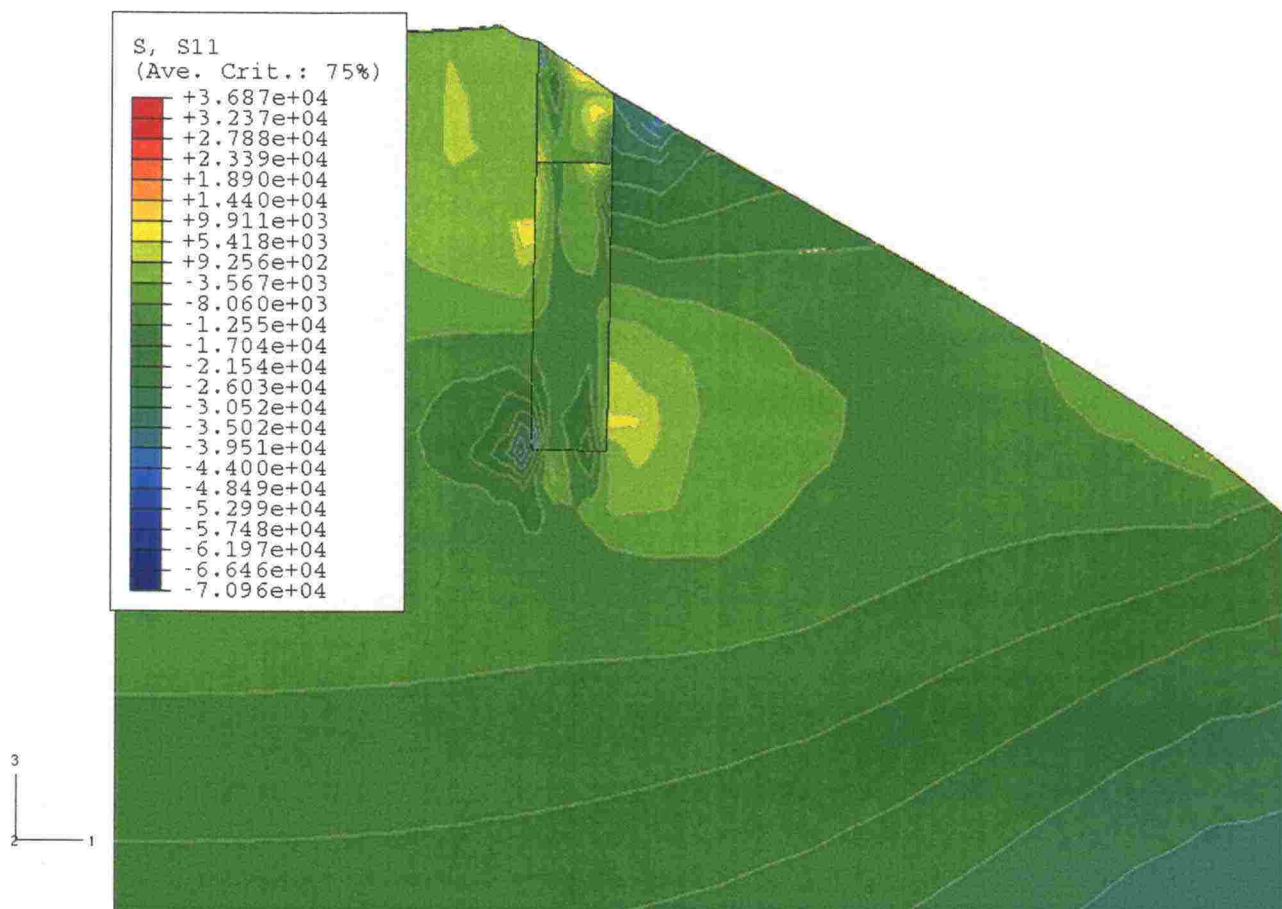
Elementtimenettelmissä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan päin kuormitetusta anturattomasta perustuksesta 181/29 rataosuudella Säöksjärvi-Perkkiö



Kuva 4. Maamassan pystyjännitys jakauma täydellä kuormituksella.

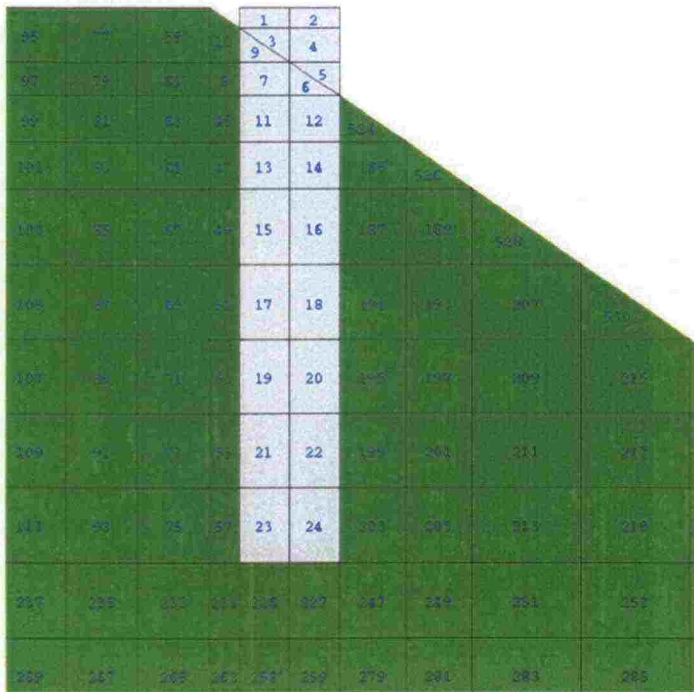


Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan päin kuormitetusta anturattomasta perustuksesta 181/29 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö



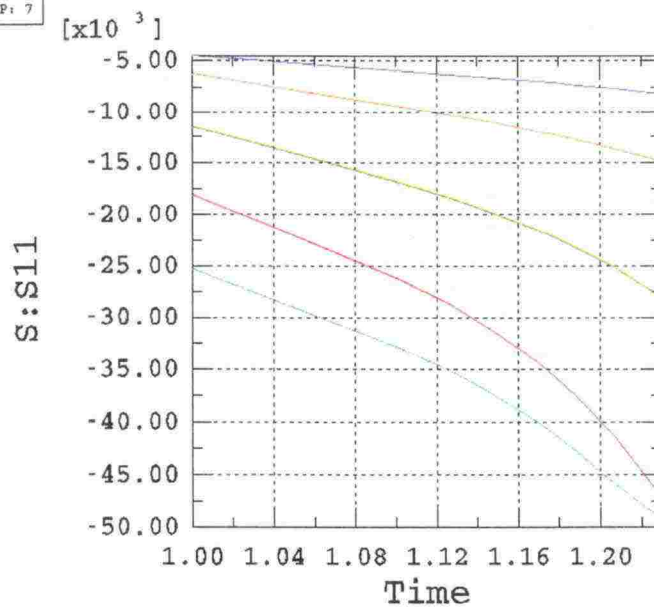
Kuva 5. Maamassan vaakajännitys jakauma täydellä kuormituksella.

Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan päin kuormitetusta anturattomasta perustuksesta 181/29 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö



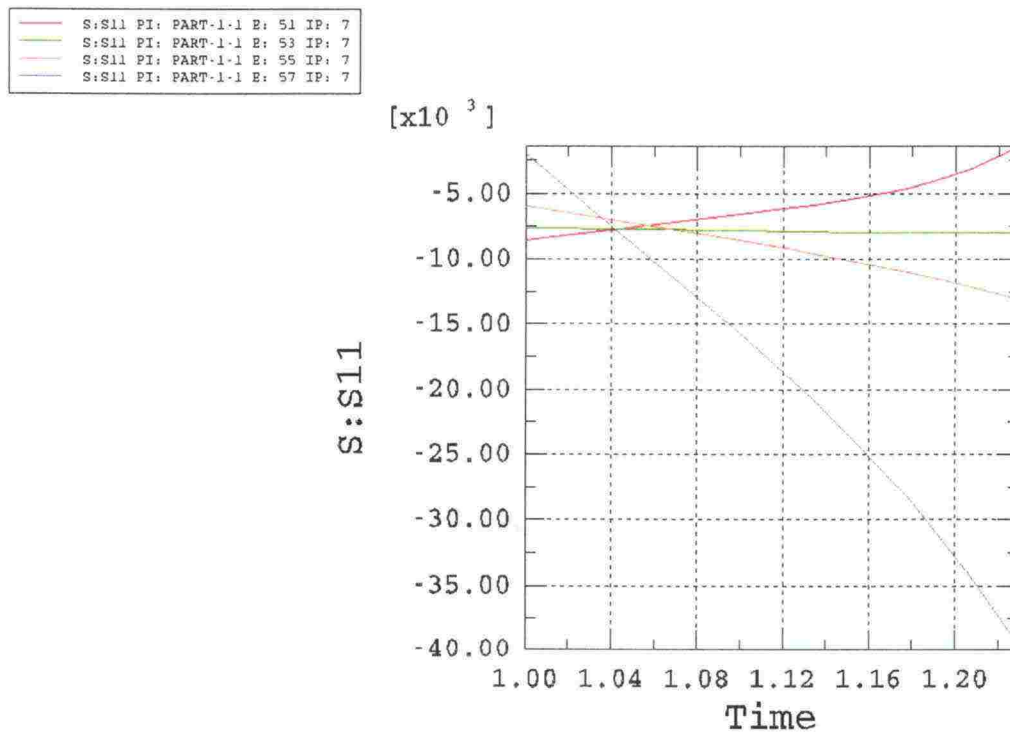
Kuva 6. Pylvään keskikohdalla oleva elementtijako.

—	S:S11 PI: PART-1-1 E: 185 IP: 7
—	S:S11 PI: PART-1-1 E: 187 IP: 7
—	S:S11 PI: PART-1-1 E: 191 IP: 7
—	S:S11 PI: PART-1-1 E: 195 IP: 7
—	S:S11 PI: PART-1-1 E: 524 IP: 7



Kuva 7. Vaakajännitysten kehittyminen kuorman funktiona perustuspylvään viereisten elementtien 524, 185, 187, 191 ja 195 puolivälissä.

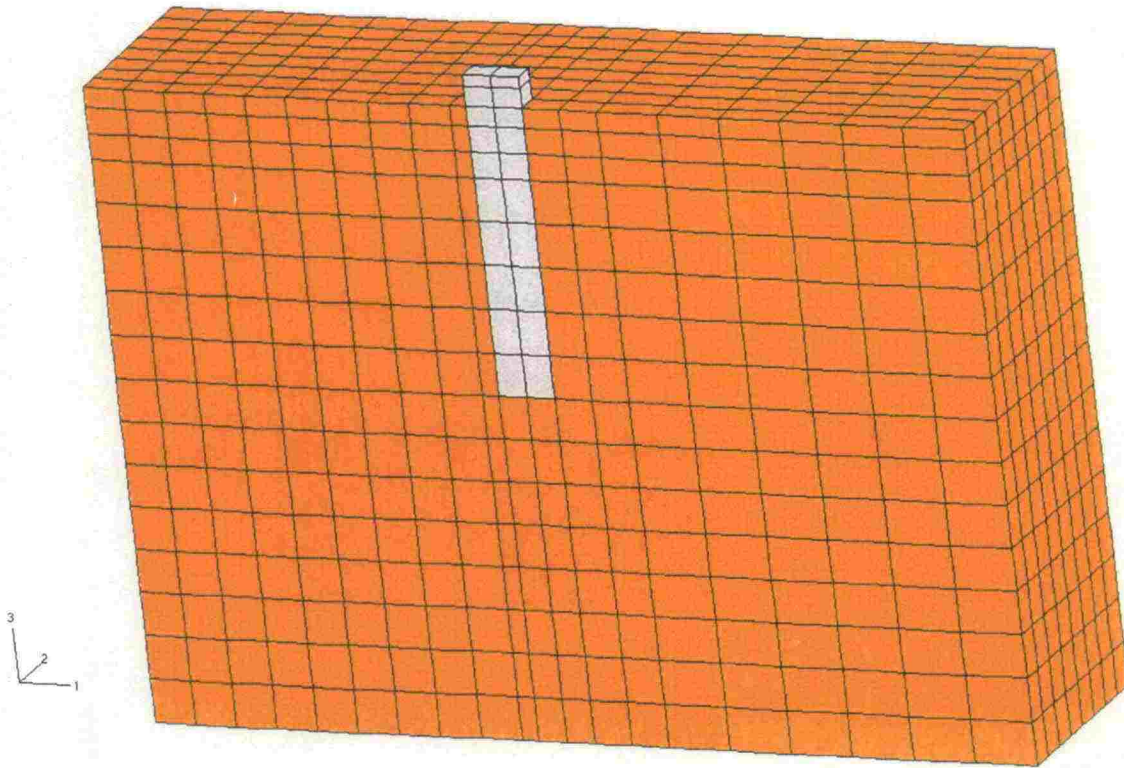
Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan päin kuormitetusta anturattomasta perustuksesta 181/29 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö



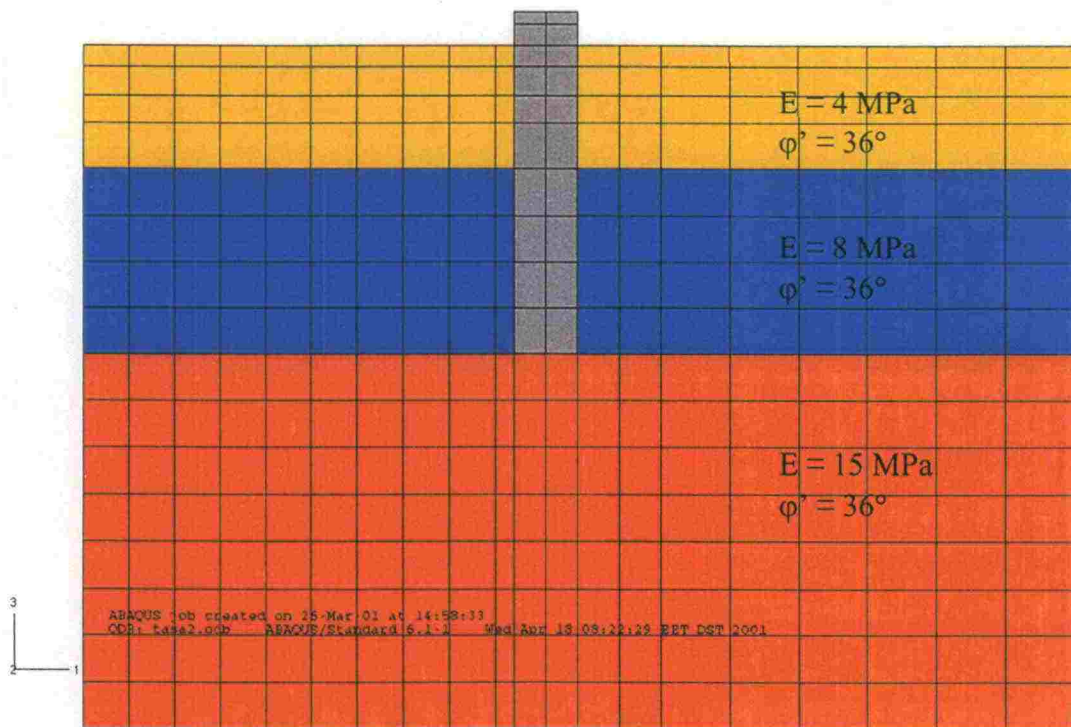
Kuva 8. Vaakajännityksen kehittyminen kuormituksen funktiona peruspylvään viereisten elementtien 51, 53, 55 ja 57 puolivälissä.



Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot tasaiselle maalle mallinnetusta anturattomasta perustuksesta 181/29 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö



Kuva 1. Pylväsperustuksen analysoinnissa käytetty elementtiverkko.



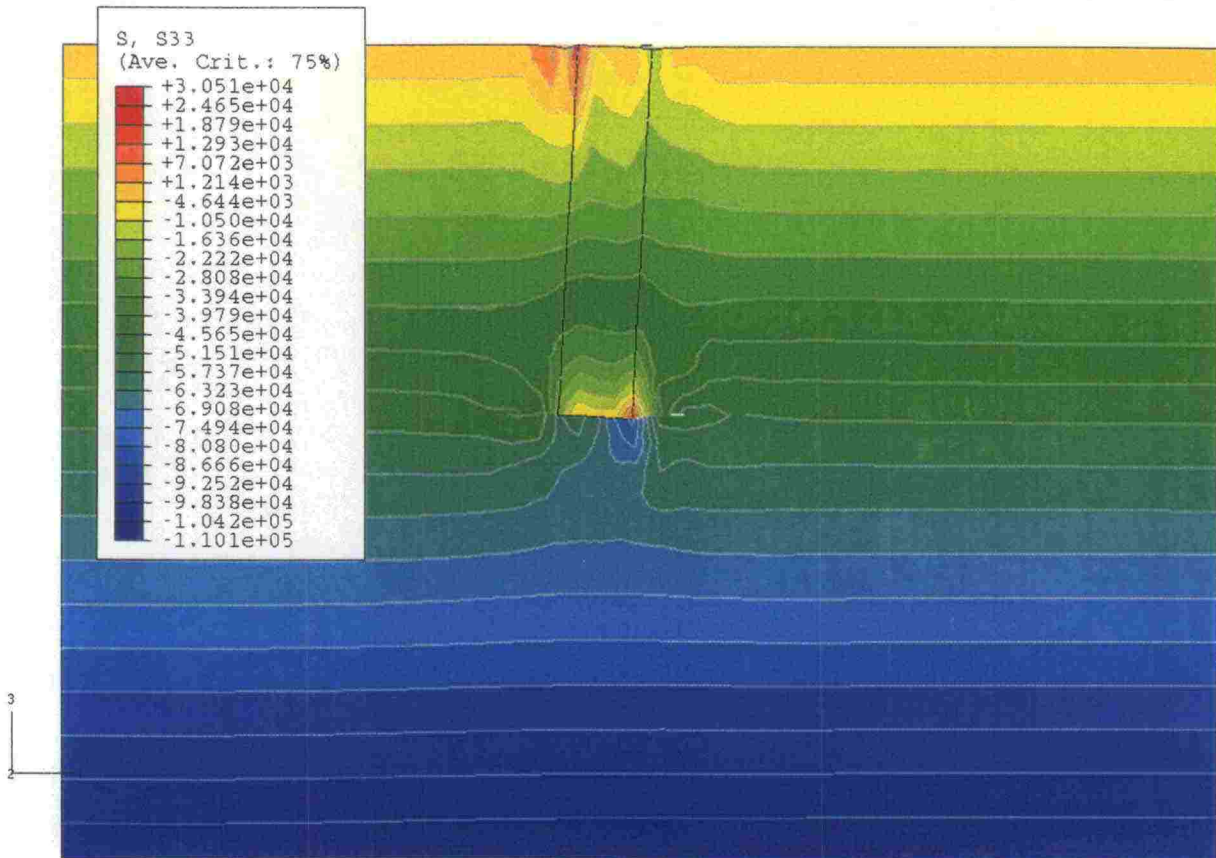
Kuva 2. Pylväsperustuksen analysoinnissa käytetyt maaparametrit.

Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot tasaiselle maalle mallinnetusta anturattomasta perustuksesta 181/29 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö



Kuva 3. Maamassan leikkausjännitys jakauma täydellä kuormituksella.

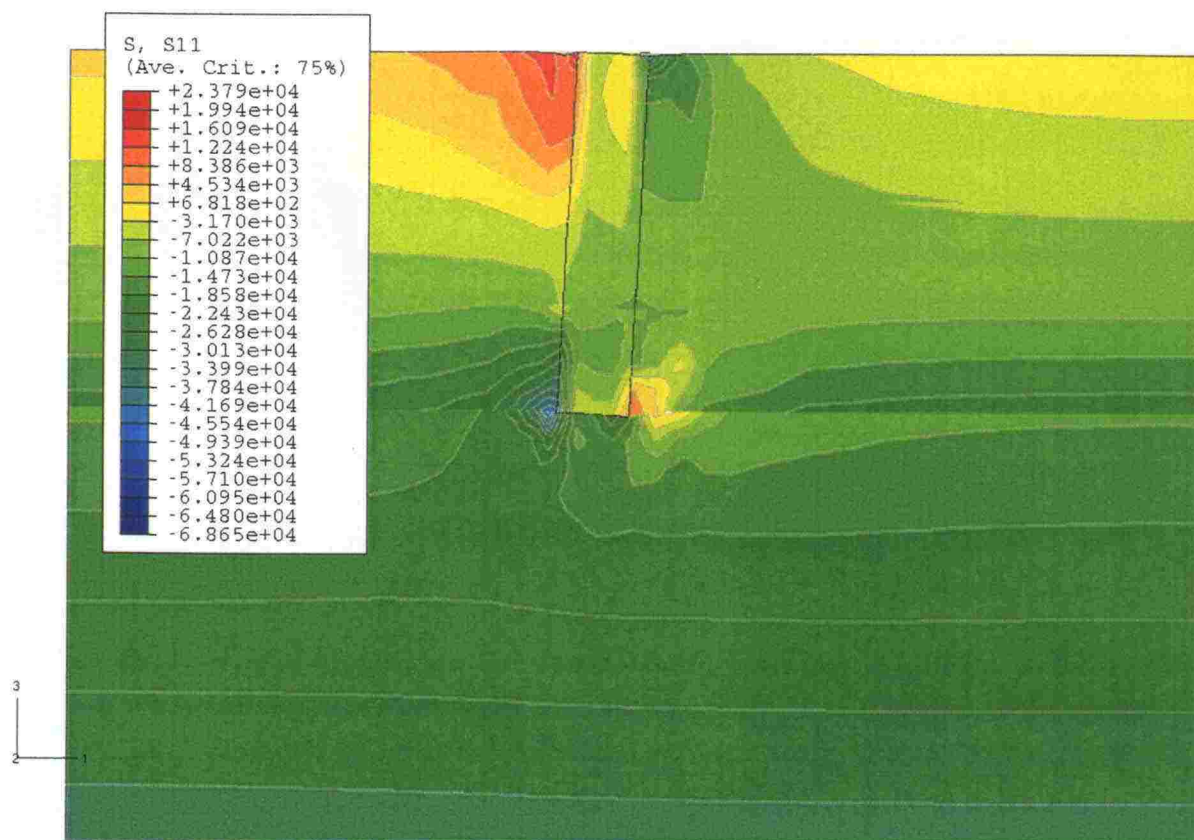
Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot tasaiselle maalle mallinnetusta anturattomasta perustuksesta 181/29 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö



Kuva 4. Maamassan pystyjännitysjauma täydellä kuormituksella.

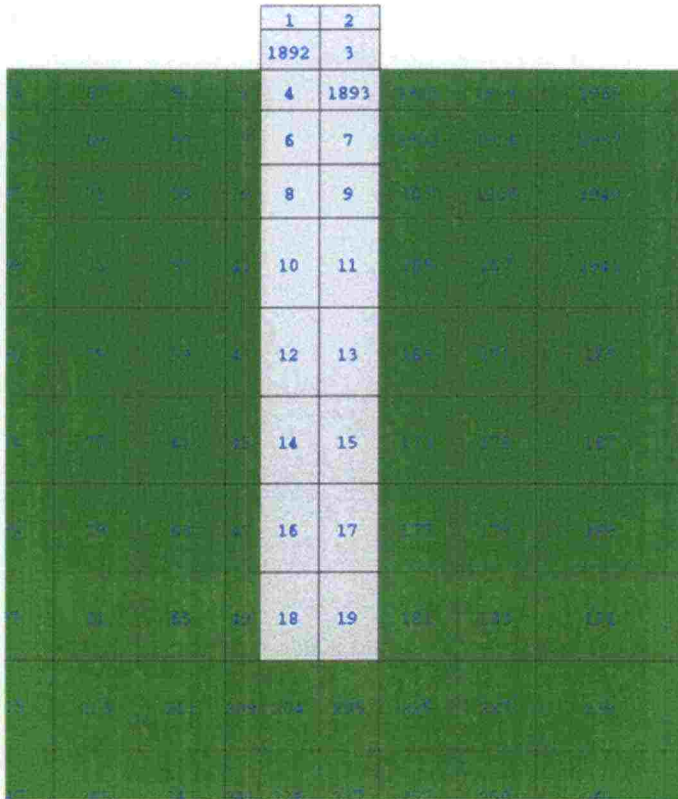


Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot tasaiselle maalle mallinnetusta anturattomasta perustuksesta 181/29 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö

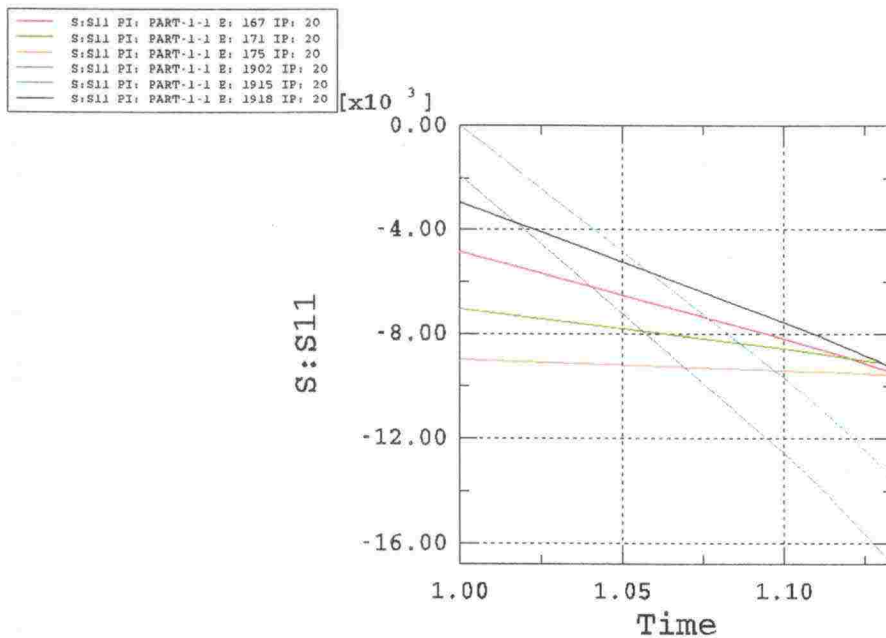


Kuva 5. Maamassan vaakajännitys jakauma täydellä kuormituksella.

Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot tasaiselle maalle mallinnetusta anturattomasta perustuksesta 181/29 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö

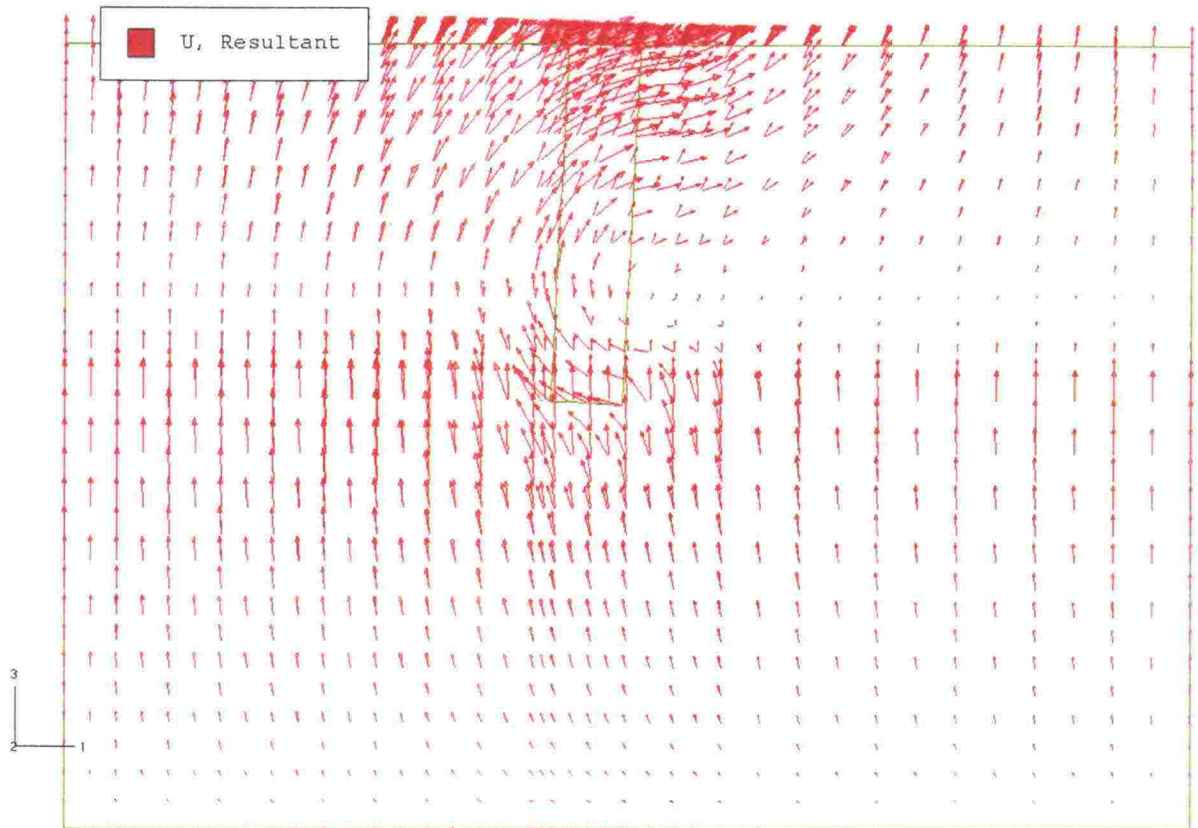


Kuva 6. Pylvään keskikohdalla oleva elementtijako.



Kuva 7. Vaakajännitysten kehittyminen kuormituksen funktiona perustuspylvään viereisten elementtien 1915, 1902, 163, 165, 173, 177 ja 181 puolivälissä

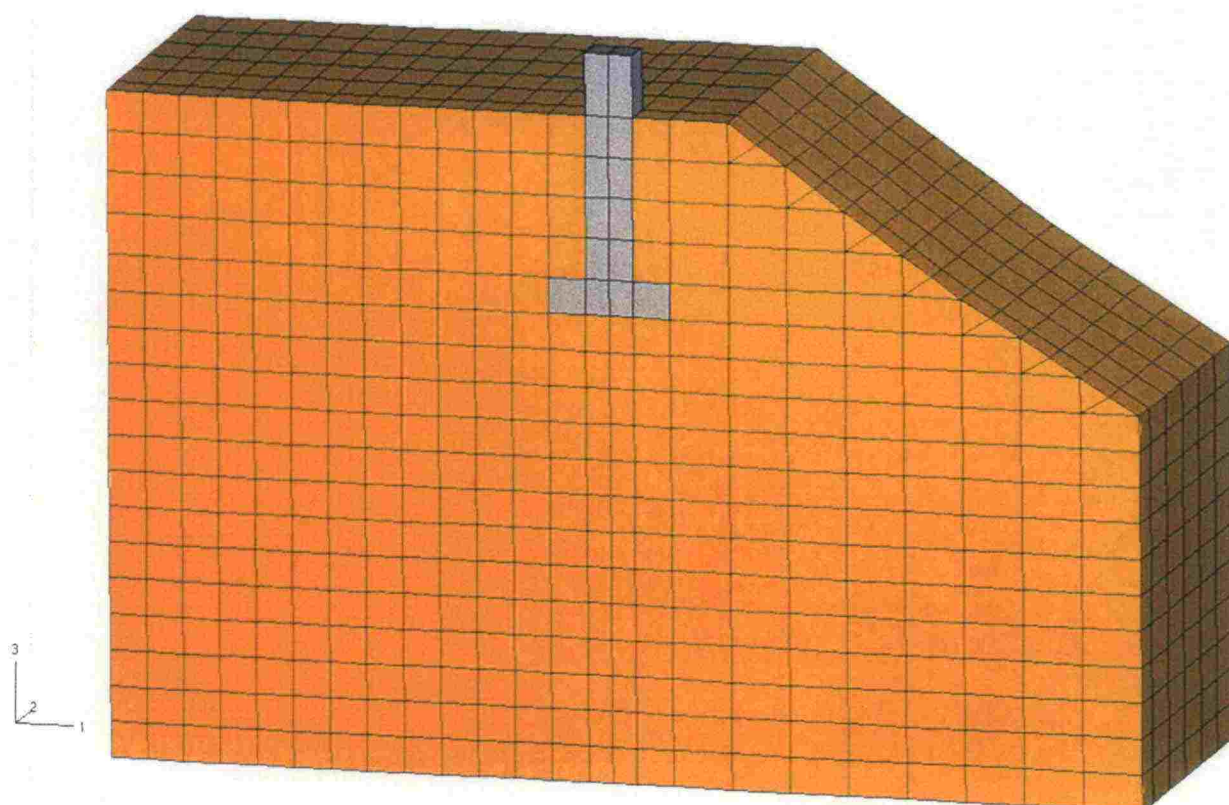
Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot tasaiselle maalle mallinnetusta anturattomasta perustuksesta 181/29 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö



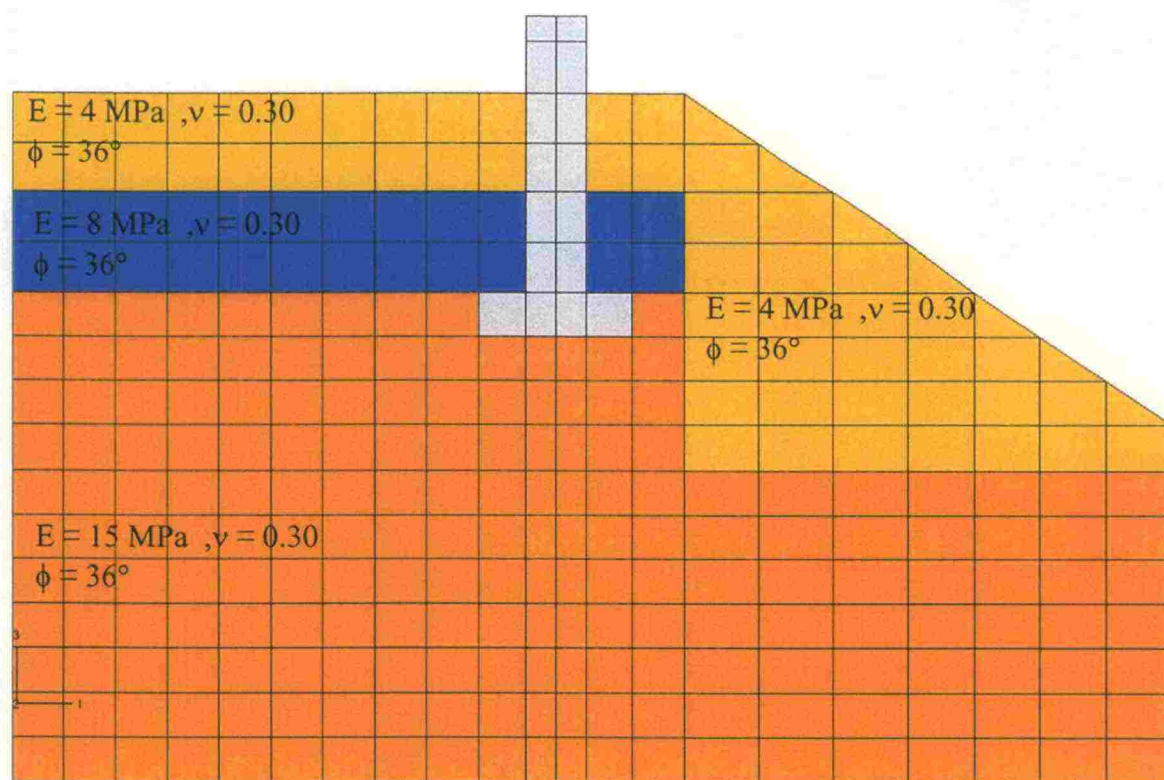
Kuva 8. Maamassan siirtymävektoriesitys täydellä kuormituksella.



Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan- ja rataan päin kuormitetusta anturallisesta perustuksesta 181/34 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö

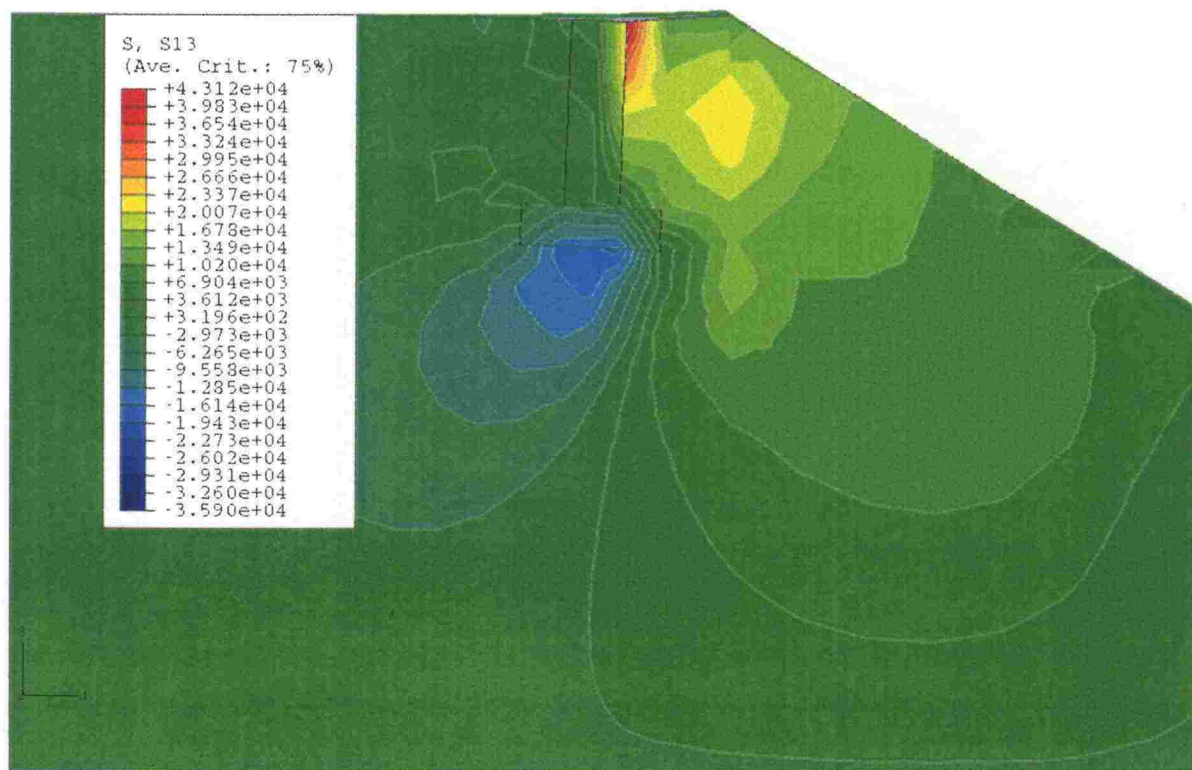


Kuva 1. Analysoinneissa käytetty elementtiverkko.



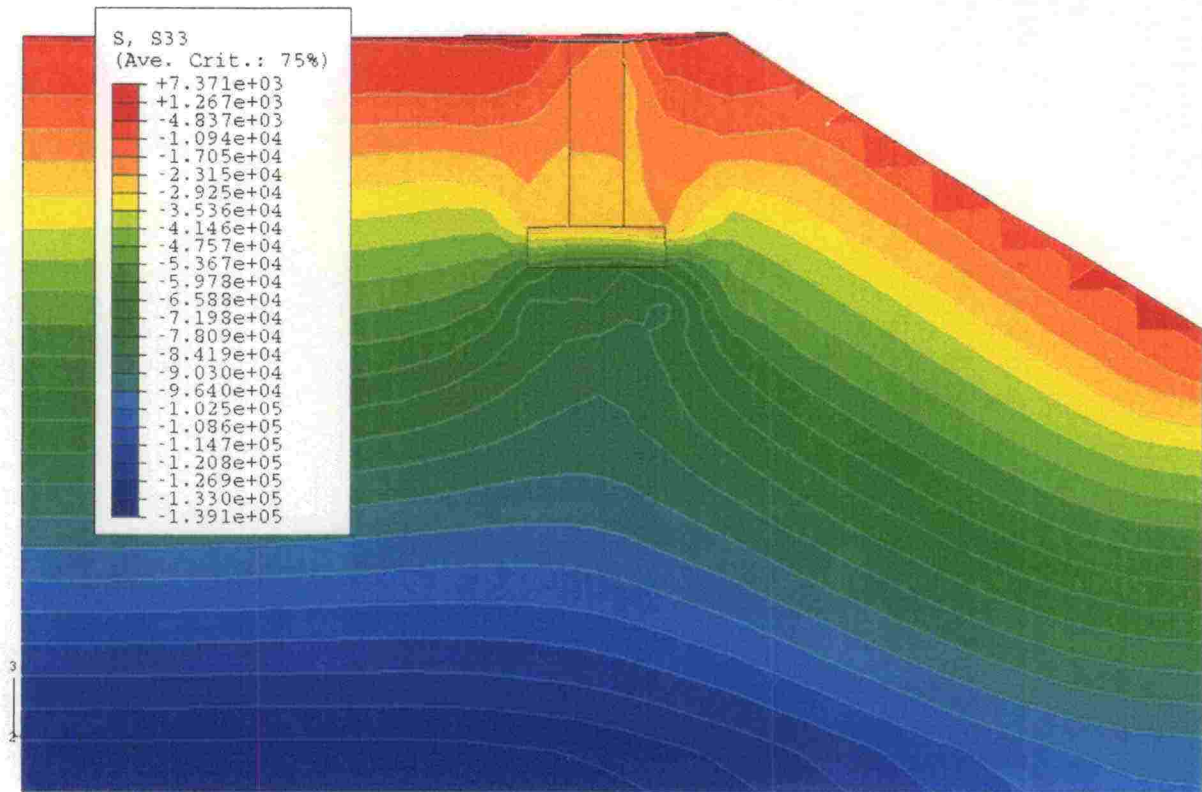
Kuva 2. Analysoinneissa käytetyt maaparametrit.

Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan- ja rataan päin kuormitetusta anturallisesta perustuksesta 181/34 rataosuudella Säöksjärvi-Perkkiö



Kuva 3. Maamassan leikkausjännitysjaakauma täydellä kuormituksella luiskaan päin kuormitettaessa.

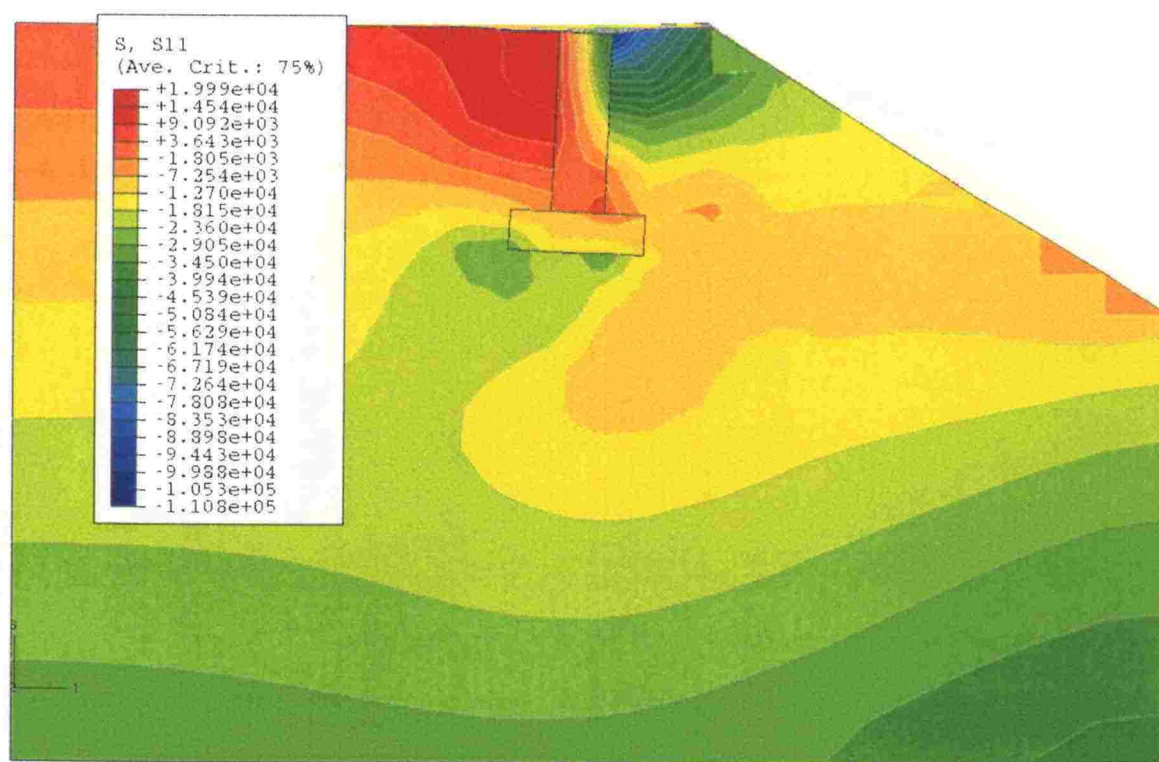
Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan- ja rataan päin kuormitetusta anturallisesta perustuksesta 181/34 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö



Kuva 4. Maamassan pystyjännitys jakauma täydellä kuormituksella luiskaan päin kuormitettaessa.

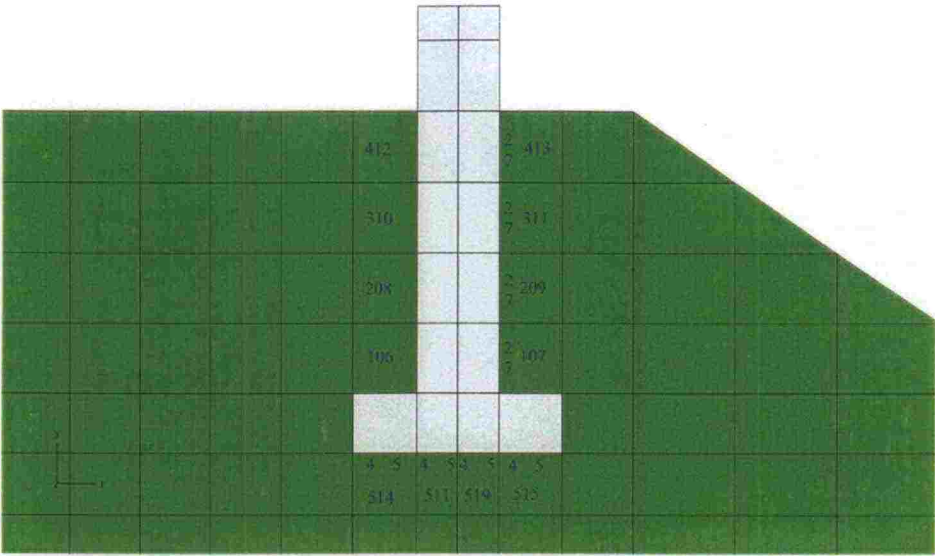


Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan- ja rataan päin kuormitetusta anturallisesta perustuksesta 181/34 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö



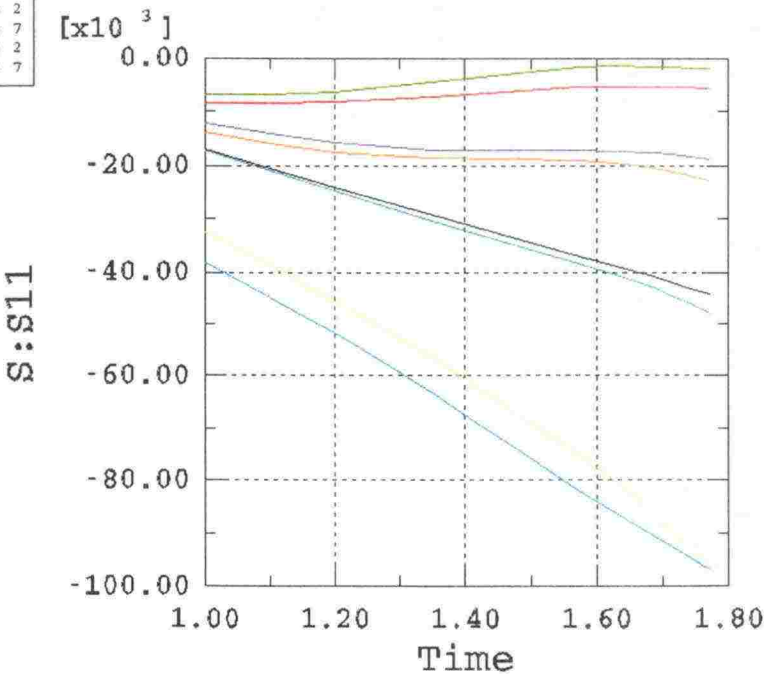
Kuva 5. Maamassan vaakajännitys jakauma täydellä kuormituksella luiskaan päin kuormitettaessa.

Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan- ja rataan päin kuormitetusta anturallisesta perustuksesta 181/34 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö



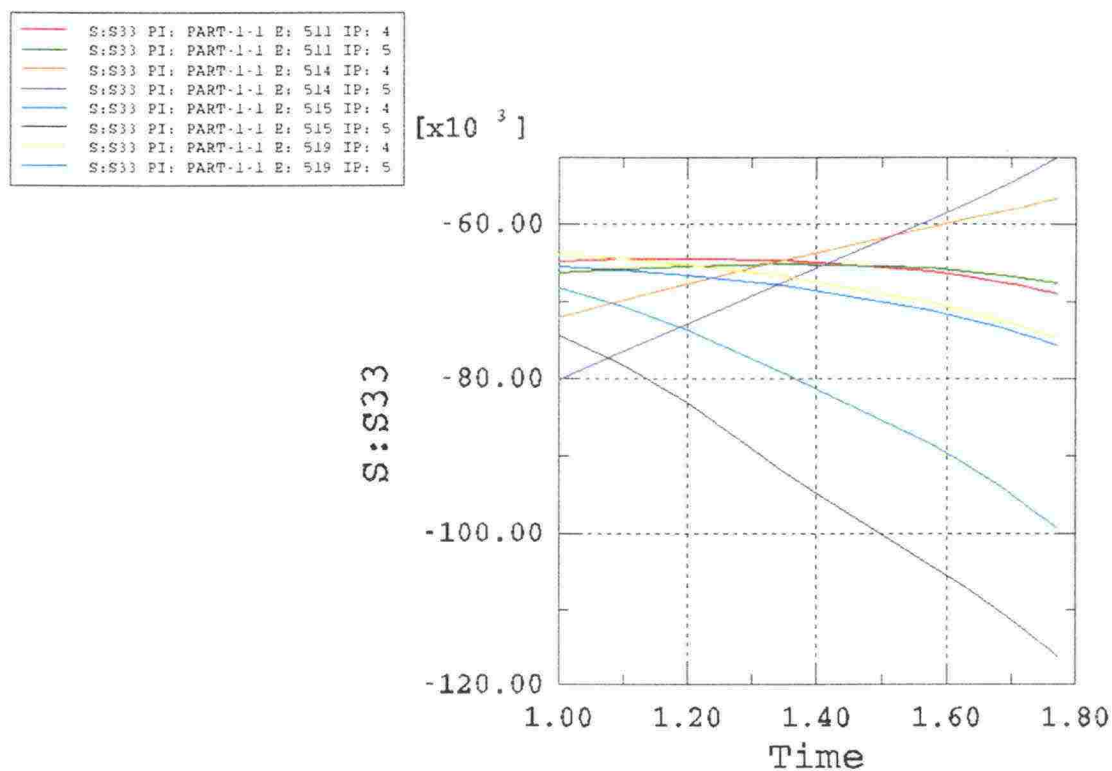
Kuva 6. Pylvään keskikohdalla oleva elementtijako.

<span style="color: red;">—</span>	S:S11 PI: PART-1-1 E: 107 IP: 2
<span style="color: orange;">—</span>	S:S11 PI: PART-1-1 E: 107 IP: 7
<span style="color: yellow;">—</span>	S:S11 PI: PART-1-1 E: 209 IP: 2
<span style="color: lightgreen;">—</span>	S:S11 PI: PART-1-1 E: 209 IP: 7
<span style="color: teal;">—</span>	S:S11 PI: PART-1-1 E: 311 IP: 2
<span style="color: darkteal;">—</span>	S:S11 PI: PART-1-1 E: 311 IP: 7
<span style="color: blue;">—</span>	S:S11 PI: PART-1-1 E: 413 IP: 2
<span style="color: darkblue;">—</span>	S:S11 PI: PART-1-1 E: 413 IP: 7



Kuva 7. Vaakajännityksen kehittyminen kuormituksen funktiona perustuspylvään viereisten elementtien 107, 209, 311 ja 413 integrointipisteissä 2 ja 7 luiskan suuntaan kuormitettaessa.

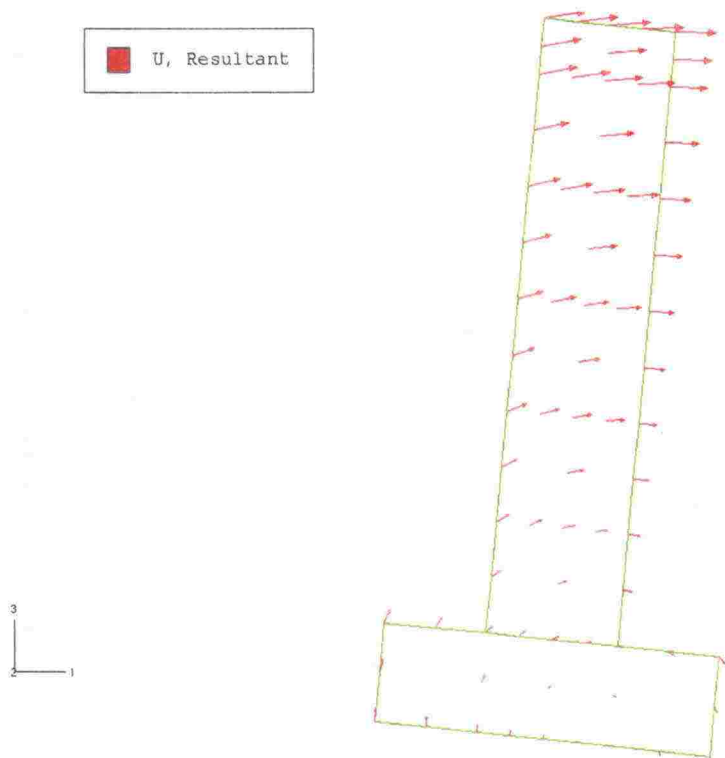
Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan- ja rataa päin kuormitetusta anturallisesta perustuksesta 181/34 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö



Kuva 8. Pystyjännityksen kehittyminen kuorman funktiona perustasanturan alapuolisten elementtien 515, 519, 511 ja 514 integrointipisteissä 4 ja 5 luiskaa suuntaan kuormitettaessa.

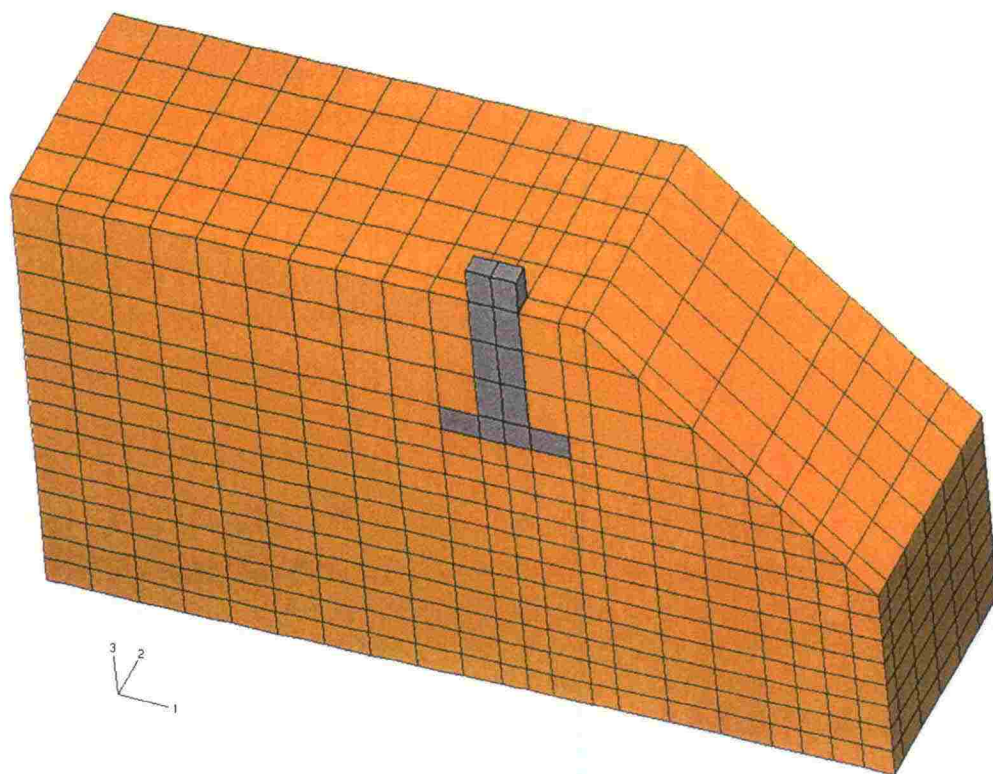


Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan- ja rataan päin kuormitetusta anturallisesta perustuksesta 181/34 rataosuudella Sääksjärvi-Perkkiö

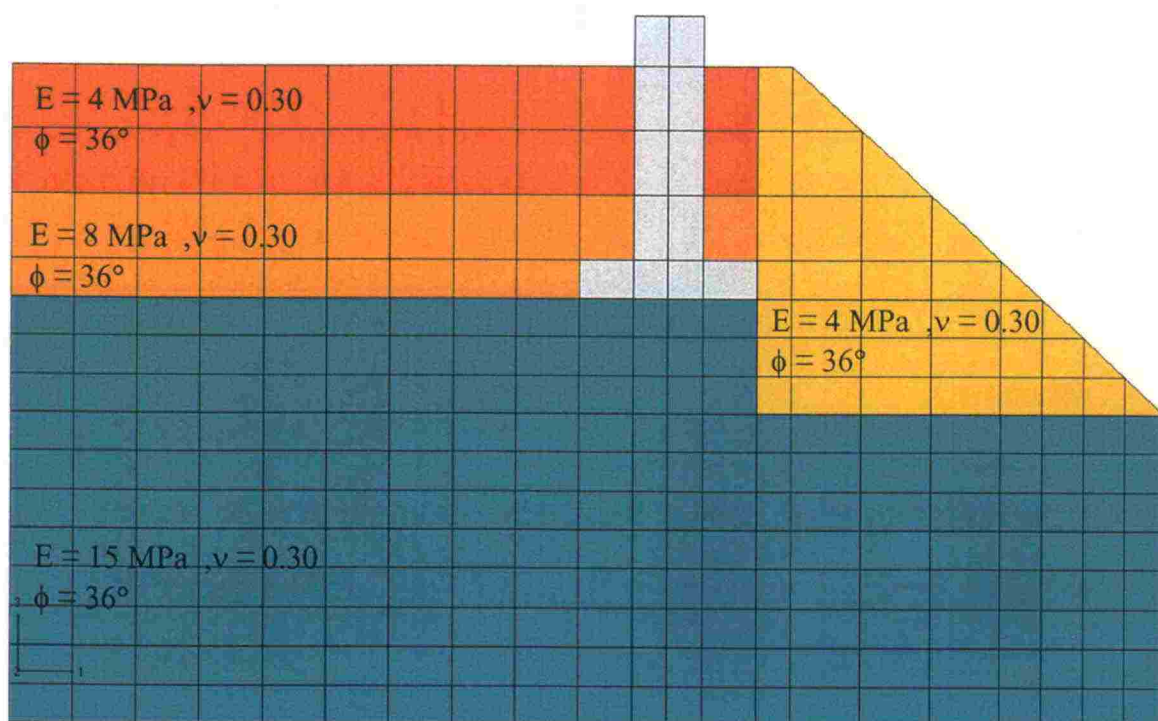


Kuva 9. Perustuksen siirtymäresultantit kuormituksen loppuvaiheessa luiskaan päin kuormitettaessa.

Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan ja rataan päin kuormitetusta anturattomasta perustuksesta 700/9 rataosuudella Tuomioja-Raahe

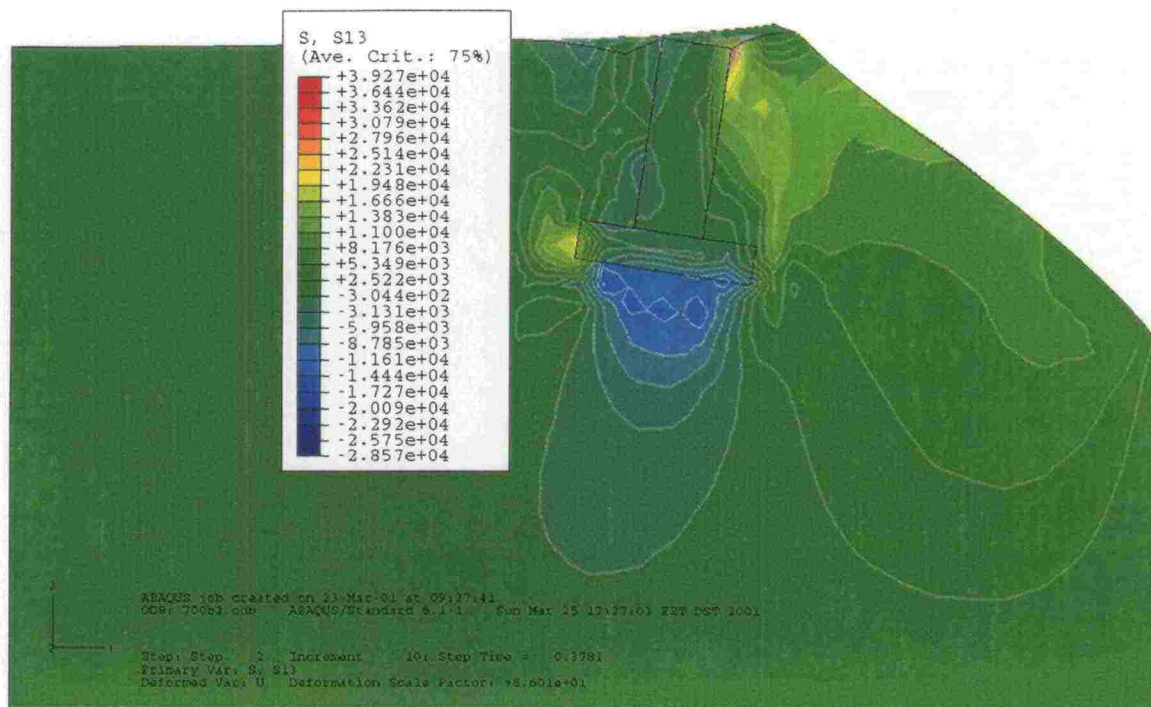


Kuva 1. Pylväsperustuksen analysoinnissa käytetty elementtiverkko.



Kuva 2. Pylväsperustusten analysoinnissa käytetyt maaparametrit.

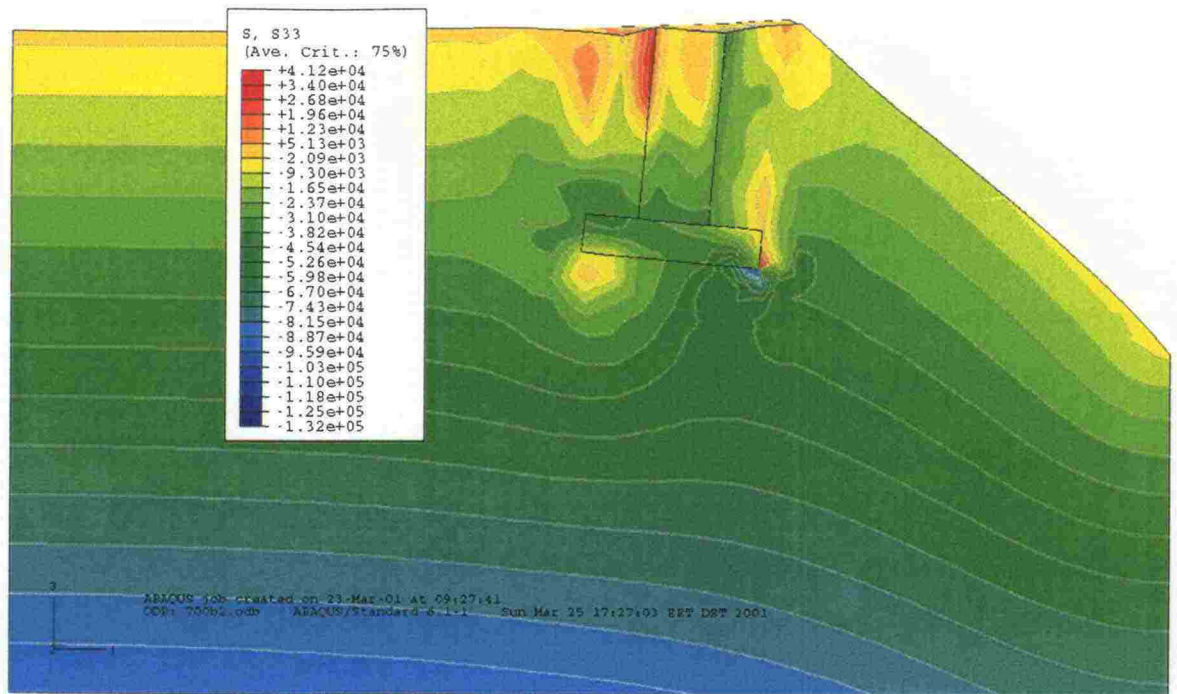
Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan ja rataan päin kuormitetusta anturattomasta perustuksesta 700/9 rataosuudella Tuomioja-Raah



Kuva 3. Maamassan leikkausjännitysjaakauma täydellä kuormituksella luiskaan päin.

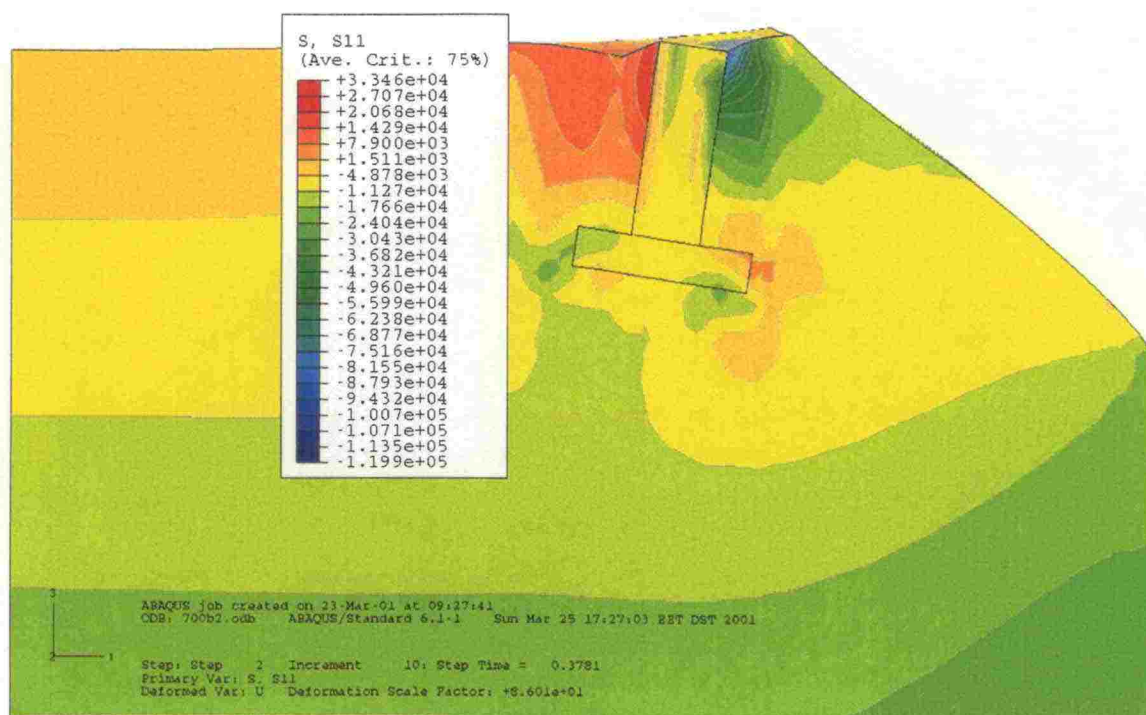


Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan ja rataan päin kuormitetusta anturattomasta perustuksesta 700/9 rataosuudella Tuomioja-Raahen



Kuva 4. Maamassan pystyjännitysjaakauma täydellä kuormituksella luiskaan päin.

Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan ja rataan päin kuormitetusta anturattomasta perustuksesta 700/9 rataosuudella Tuomioja-Raahe

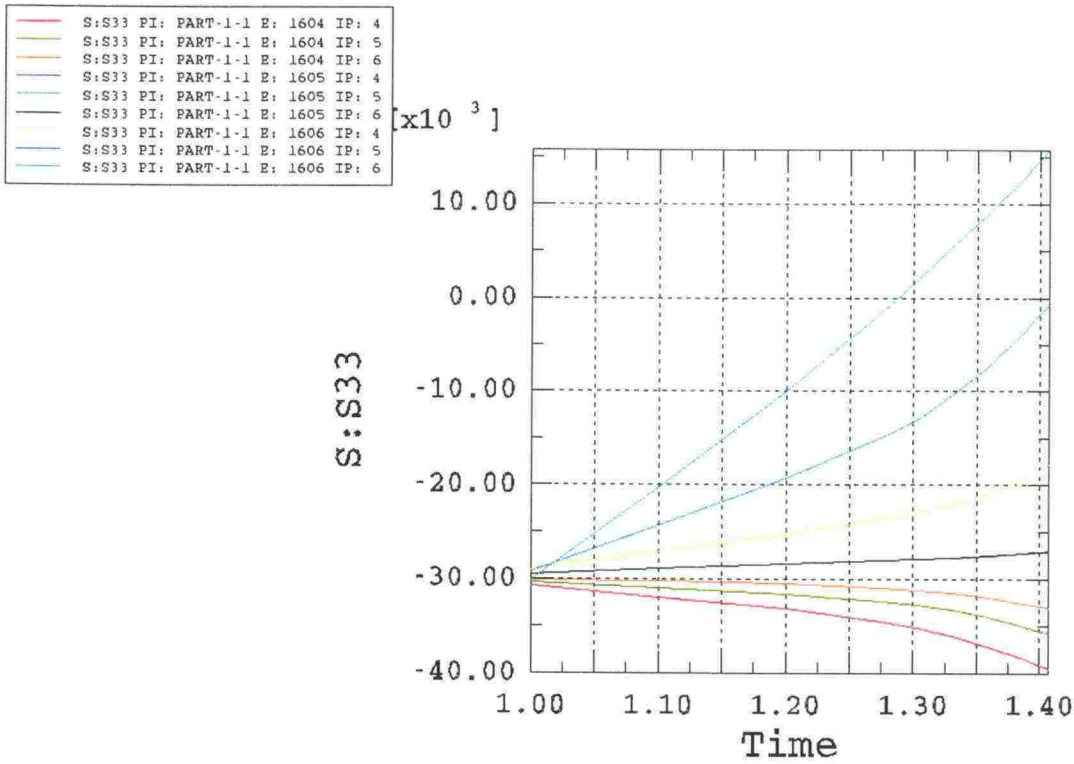


Kuva 5. Maamassan vaakajännitys jakauma täydellä kuormituksella luiskaan päin.

Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan ja rataan päin kuormitetusta anturattomasta perustuksesta 700/9 rataosuudella Tuomioja-Raahe



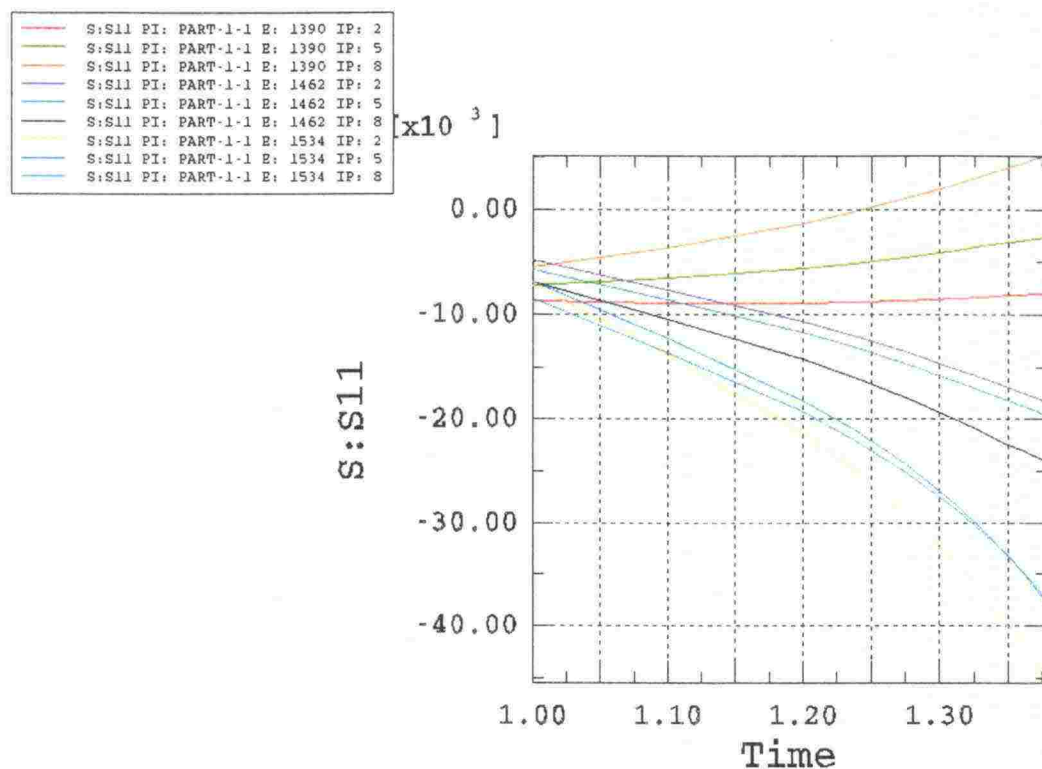
Kuva 6. Pylvään keskikohdalla oleva elementtijako.



Kuva 7. Pystyjännityksen kehittyminen luiskaan päin kuormituksen funktiona perustusanuran alapuolisten elementtien 1390, 1462 ja 1534 integrointipisteissä 2, 5 ja 8.

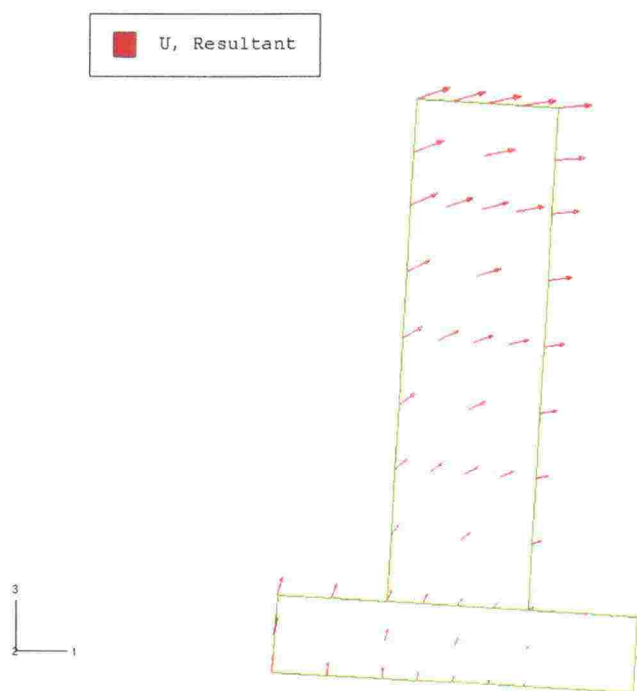


Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan ja rataan päin kuormitetusta anturattomasta perustuksesta 700/9 rataosuudella Tuomioja-Raahe



Kuva 8. Vaakajännityksen kehittyminen luiskaan päin kuormituksen funktiona perustuspylvään viereisten elementtien 1390, 1462 ja 1534 integrointipisteissä 2, 5 ja 8.

Elementtimenetelmässä käytetyt lähtö- ja tulostiedot luiskaan ja rataan päin kuormitetusta anturattomasta perustuksesta 700/9 rataosuudella Tuomioja-Raahe



Kuva 9. Perustuksen siirtymäresultantit kuormituksen loppuvaiheessa luiskaan päin kuormitettaessa.

1/1997	Railway Industry Structures and Capital Investment Financing
2/1997	Nopean junaliikenteen aluekehitysvaikutukset
3/1997	Rautateiden henkilöliikenteen ennustemalli (RALVI)
4/1997	Kilpailuedellytykset ja niiden luominen Suomen rataverkolla
5/1997	Rataverkon tavaraliikenne-ennuste 2020
1/1998	Rataverkon jatkosähköistytksen yhteiskuntataloudellinen vaikutus selvitys
2/1998	Suomen rautatieliikenteen päästöjen laskentajärjestelmä (RAILI 96)
3/1998	Rautateiden tavarakuljetusten laatutekijät
4/1998	Ratahallintokeskuksen tutkimus- ja kehittämistoiminta 1997 - 99
5/1998	Rataverkon kehittämisen yhdyskuntarakenteellisten vaikutusten ja menetelmien arviointi
6/1998	Yksityisrahoituksen käyttömahdollisuudet Suomen ratahankkeissa
1/1999	Ratarakenteen instrumentoinnin kirjallisuustutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
2/1999	Rautatieliikenteen polttoaineperäisten päästöjen aiheuttamat ympäristökustannukset
3/1999	Rautatieliikenteen aiheuttama ääriä, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
4/1999	Ratarakenteen instrumentointi- ja mallinnussuunnitelma, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
5/1999	Rautatietäriän mittauskäytäntö Pohjoismaissa
6/1999	Radan tukikerroksen ja alusrakenteen kirjallisuustutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
7/1999	Rautatiesiltojen luokittelu ja inventointi rataosuudella Rautaruukki-Haaparanta akselipainojen korottamista varten
8/1999	Ratarumpujen maastoseelvitys, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
1/2000	Rataverkko 2020 -ohjelman väliraportti. Kehittämisvaihtoehtojen vaikutustarkastelut
2/2000	Bantrumor, 250 kN och 300 kN axellaster
3/2000	Liikkuvan kaluston kirjallisuustutkimus
4/2000	Raidesepelin lujouden vaikutus tukikerroksen kestoikään
5/2000	Ratarakenteen instrumentointi ja mallinnus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
6/2000	Väliraportti 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainojen ratateknisistä tutkimuksista
7/2000	Intermediate Report, 250 kN and 300 kN axle loads
8/2000	Ratatekniset määräykset ja ohjeet -julkaisun käytettävyytutkimus
9/2000	Ratakapasiteetin perusteet
10/2000	Instrumentation and Modelling of Track Structure, 250 kN and 300 axle loads
11/2000	Rautatieonnettomuuksien sisäiset ja ulkoiset kustannukset
12/2000	Internal and External Costs of Railway Accidents
1/2001	Rataverkko 2020 -suunnitelma
2/2001	XPS-routaeristelevyt ratarakenteessa, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
3/2001	Raidetutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
4/2001	Radan kunnossapitokustannusten kirjallisuustutkimus,
5/2001	Loppuraportti 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainojen teknisistä tutkimuksista
6/2001	Final Report 250 kN and 300 kN axle loads
7/2001	Rautateiden maanvaraiset pylväspärustrukset. Koekuormitusraportti
8/2001	Ratarumpututkimus. Instrumentointi ja mittaukset
9/2001	Vakioaikataulu junaliikenteen ja rautatieinfrastruktuurin kehittämisessä
10/2001	Työnaikaisten ratakaivantojen tukeminen
11/2001	Pääkaupunkiseudun rautateiden meluntorjuntaohjelma vuosille 2001 - 2020
12/2001	Rautatietasoristeysten turvaaminen
13/2001	Rautatieliikenteen onnettomuusriskit ja turvaamistoimenpiteet
14/2001	Valtakunnallinen rautatieliikenteen melun suuruusluokkaselvitys
1/2002	Ratarakenteen routasuojaus

RATAHALLINTOKESKUS  
KAIVOKATU 6, PL 185  
00101 HELSINKI

KUNNOSSAPITOYKSIKKÖ

Lisätietoja: Markku Nummelin, puh. (09) 5840 5180, sähköposti: markku.nummelin@rhk.fi  
Jakelu: Sinikka Kiikka, puh. (09) 5840 5192, sähköposti: sinikka.kiikka@rhk.fi

ISBN 952-445-068-2  
ISSN 1455-2604